

Die Drahtschlaufen am Spannende liegen in einer keglig abgestuften Blechhülse (Bild 3), die nach vorne mit einer Gummischalhülse abgeschlossen und mit einer Wendelbewehrung umschnürt ist. Dieses Spannende wird mit einem in das Ankerstück eingeschraubten Stab rechtwinklig und unverschieblich an die ebene Schalung

angeschraubt. Unter der Außenmutter muß dabei eine große Unterscheibe liegen, damit die Mutter gut angezogen werden kann.

Die zum Auspressen nötige Entlüftungsöffnung am Hakenende wird durch einen Stahlring gebildet, der zwischen die beiden Drahtlagen eingeschoben wird. Der Stahlring erzwingt dort eine kreisförmige Anordnung der Drähte und Haken und erlaubt gleichzeitig die Einführung eines Gummischlauches $\varnothing 15$ mm (möglichst aufblasbar) (Bild 4), der bis zur Betonoberfläche geführt und nach dem Er-

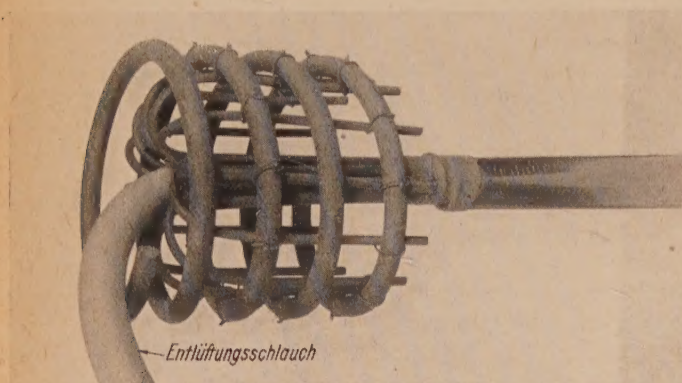


Bild 4. Umschnürte Hakenverankerung mit Gummischlauch zur Herstellung des Entlüftungskanal.

härten des Betons gezogen wird. Bei gerader Entlüftungsleitung kann hierfür auch ein geölter Stahlstab dienen.

Während die umschnürte Hakenverankerung unmittelbar einbetoniert wird, bleiben Schlaufenverankerung und Kabel durch die Blechhüllen zum Spannen längsbeweglich. Beim Betonieren ist der Beton im Bereich der Wendeln besonders sorgfältig zu verdichten.

Beim Ausschalen werden der Haltestab und die Gummihülse entfernt, so daß ein Spannstab aus St 90 in das Gewinde des Ankerstücks eingeschraubt werden kann. Vor dem Spannen schiebt man auf diesen Spannstab eine Spannplatte mit Gummibelag zur gleichmäßigen Verteilung der Pressung. Sie enthält eine Gummieinlage zur Zentrierung der äußeren Mutter M 30. Diese wird beim Spannen mit Zahnrädern laufend weitergedreht, um den erzielten Spannweg festzuhalten.

Die Spannpresse wird über den Spannstab gestülpt und wieder mit einer Mutter festgelegt (Bild 5). Ihr Kolben liegt nur unmittel-



Bild 5. Die Spannpresse mit Ratsche zum Nachstellen der Anker Mutter, rechts Spanngliedöffnung vor dem Einschrauben des Spannstabes.

bar hinter der Dichtung am Zylinder an und hat im übrigen Bereich Abstand von der Zylinderwand, damit der Zylinder gelenkartig auf dem Kolben sitzt, wodurch die bei nicht genau rechtwinkliger Lage des Spannstabes zur Spannplatte auftretenden in ihrer Größe nicht erfaßbaren inneren Reibungswiderstände vermieden werden. Man

erhält also mit einem geeichten Manometer zuverlässige Angabe über die wirksame Pressenkraft, was zur Beherrschung des Spannvorganges wichtig ist. Die Presse wiegt nur 11 kg und braucht zu Erzeugung von 25 t nur 221 at, so daß Hochdruckpumpe und biegsamer Verbindungsschlauch nicht auf zu hohe Drücke zu bemessen sind. Die Presse kann nach dem Anziehen der Mutter an der Spannplatte sofort abgenommen werden.

Die 12 Drähte werden also mit einem Gewindestab und zwei Muttern gemeinsam angefaßt, gespannt und festgehalten, so daß der Spannvorgang wenig Arbeit erfordert.

Nach dem Spannen wird Zementmörtel durch die Spannplatte hindurch eingepreßt. Er hält nach seinem Erhärten das umschnürte Ankerstück so einwandfrei fest, daß Spannstab und Spannplatte entfernt werden können. Dabei tritt kein Schlupf oder dergleichen auf. Die erzielte Spannkraft bleibt ohne Verlust erhalten. Auch sind die Spanndrähte und das Ankerstück einwandfrei von Beton und Einpreßmörtel umhüllt. Das vom Spannstab verbleibende Loch wirkt ähnlich wie das Loch eines Schalungsankers mit einem Mörtelpfropfen geschlossen. Für gute Sichtflächen ersetzt man den Zementstein vor dem Ankerstück durch normalen Beton.

3. Statische Versuche.

Beide Verankerungsarten wurden durch Versuche geprüft, wie die in den Haken auftretenden Lochleibungsdrücke und auch die Pressung hinter dem Ankerstück die bisher für zulässig erachteten Werte überschreiten. Es ist jedoch bekannt, daß stark umschnürte Beton selbst bei mäßiger Festigkeit außerordentlich hohe Drücke aushält, weil er seitlich nicht ausweichen kann. Selbst Sand kann in einer Umschnürung hoch beansprucht werden, man denke nur an Sandtöpfe oder an die vom Verfasser konstruierte Festhaltung der 200 t Seilköpfe bei der Spannbetonbrücke Bleibach²⁾. Die Tragfähigkeit dieses Sandes, des Einpreßmörtels oder des Betons hängt in erster Linie vom Grad der Umschnürung ab.

Die Umschnürung der „Leoba“-Spannglieder wurde durch Versuche im Institut für Bauforschung an der TH Stuttgart bemessen. Die Verankerung war in einem Betonprisma von 20/20 cm Querschnitt eingeschlossen. Die Druckfestigkeit des Betons betrug absichtlich nur 155 kg/cm². Als Umschnürung war im Versuchskörper eine 7½-gängige Wendel aus 8 mm, im Versuchskörper B eine 7½-gängige Wendel aus 14 mm rundem Betonstahl I gewählt. In beiden Versuchskörpern hat die Verankerung bis zum Bruch der Drahtbündel gehalten. Bei der 14-mm-Wendel waren am Betonprisma überhaupt keine Risse entstanden, bei der 8-mm-Wendel trat kurz vor dem Erreichen der Bruchlast ein feiner Haarriß auf. Die Versuche ergaben also, daß bereits eine Wendel aus 8-mm-Rundstahl ausreicht. In der Praxis werden trotzdem Wendeln aus $\varnothing 10$ bis 12 mm verwendet, um die radiale Dehnung des umschnürten Betons klein zu halten, damit der die Verankerung umgebende Beton bestimmt keine Haarrisse erleidet. Tatsächlich haben sich auch bei den inzwischen verarbeiteten vielen Tausenden „Leoba“-Spanngliedern nirgends Haarrisse in der Nähe der Verankerung infolge der Wendeldehnung gezeigt.

Nach diesem Ergebnis mit einem Beton von 155 kg/cm² Festigkeit war anzunehmen, daß der mit der gleichen Wendel umschnürte Einpreßmörtel, der im allgemeinen höhere Festigkeit erreicht, die an Ankerstück wirkende Pressung ebenfalls ohne schädliche Dehnung der Wendel aushält. Die Erfahrungen bestätigten dies vollkommen durch zahlreiche Beobachtungen der Bewegung des Spannstabes beim Abnehmen der Mutter hinter der Spannplatte. Sie betrug weniger als 0,2 mm, obwohl der Einpreßmörtel häufig erst zwei bis drei Tage alt war.

Das Baurechtsamt der Stadt Hamburg ließ die Verankerung in ähnlicher Weise prüfen, wobei sich auch dort zeigte, daß das Betonprisma meist bis zum Bruch des Kabels ohne jeden Riß blieb.

Die Verminderung der Bruchfestigkeit der Drähte im Bereich der Ankerschlaufe bei 45 mm Durchmesser wurde sowohl vom Hüttenwerk Rheinhausen wie auch von der Firma Felten u. Guillaume in Köln-Mülheim, als den beiden in Betracht kommenden Drahtlieferanten durch Versuche ermittelt (Bild 6). Sie betrug bei wiederholten statischen Versuchen für den Rheinhausener Sigma-Stahl 145/165, für gezogenen schlußvergüteten Stahl St 150 und für gezogenen gealterten Stahl St 160 von Felten u. Guillaume 5 bis 8% der Festigkeit der geraden Drähte.

²⁾ Vgl. Bautechn. 26 (1949), Heft 10, S. 300ff.

Die Bruchsicherheit ist also im Bereich der Ankerschleife etwas geringer als im geraden Kabel, wie dies auch bei den meisten anderen Verankerungsarten der Fall ist. Dies ist jedoch ohne Belang, da nach der Herstellung des Verbundes bei einer Belastung des Bauwerkes fast keine Spannungszunahme bis zur Verankerung auftritt. Für die Bemessung der Spannglieder ist also die Bruchfestigkeit des geraden Drahtes maßgebend.

Verschiedene Versuche mit einbetonierter Hakenverankerung und offener Laufverankerung zeigten, daß das Spannen bis zum Bruch stets in der Schleife zuerst brach. An den Haken besteht demnach eine größere Bruchsicherheit als an der Schleife. Das Biegen der Schleifen und Haken kann als eine wirksame Prüfung der Zähigkeit des Spannstahls betrachtet werden, durch die sprödebrüchige Stellen noch rechtzeitig erkannt und beseitigt werden können.

Dauerversuche.

Im Institut für Bauforschung an der Techn. Hochschule Stuttgart sind seit langem Dauerbiegeversuche an mit „Leoba“-Spanngliedern vorgespannten Balken im Gange, die bisher schon über 10 Jahre im Stadium II (Belastung selbst im Stadium II) ohne Bruch (in der Biegezugzone gerissen) gehalten. Über diese Versuche wird später berichtet werden.

Beobachtete Reibung.

Der Reibungswiderstand der Spannglieder in Krümmungen hängt wesentlich von der Oberflächenbeschaffenheit

der Drähte und der Dichtigkeit der Blechröhrchen gegen eindringende Zementmilch ab. Sind die Drähte und Blechröhrchen im Innern ohne Risse und frei von Zementmörtel, so stellt sich im allgemeinen ein Reibungskoeffizient zwischen 0,13 und 0,18 ein, der als niedrig zu

bezeichnen ist. Die Spannglieder werden also für über mehrere Meter durchlaufende Platten oder Balken verwendet, obwohl dies als ein gewisser Nachteil zu bezeichnen ist, daß man sie nur von einer Seite her spannen kann. Dieser Nachteil wird meist dadurch ausgeglichen, daß man die Enden der Spannglieder von der einen Seite her anspannt, was gleichzeitig die Unterbringung der Spannstellen erleichtert.

Bei einem Reibungskoeffizienten von 0,18 genügt eine vorübergehende Erhöhung der Spannkraft um 15%, um nach einer Summe der Umdrehungen ein Winkel von 45° noch die gewünschte Spannkraft zu erzielen³⁾. In einigen wenigen Fällen war die Reibung höher, was meist auf Verformung während des Lagerns der Spannglieder oder des Erweichens des Betons zurückzuführen war. In solchen Fällen muß der Draht durch Wasser oder Öl von der Entlüftungsseite her vor dem Anspannen ausgespült werden. Das Anrosten der Drähte sollte durch Lagerung unter Dach und Zusammenbau der Spannglieder im Freien möglichst verhindert werden. Wenn anzunehmen ist, daß Spannglieder verhältnismäßig lange vor dem Spannen eingebaut werden, so ist es auch in diesem Falle zweckmäßig, die Drähte bereits beim Zusammenbau der Spannglieder zu ölen. Benutzt man Öl, so ist dieses nach dem Spannen durch Spülen mit einem lösenden Mittel (z. B. Trichloräthylea) wieder tadellos zu beseitigen.

Ein Schutz gegen Rost kommt auch insofern Bedeutung zu, als

besonders warmvergütete Drähte so kerbempfindlich sind, daß schon eine Rostnarbe zu spröden Brüchen führen kann, wie sie in den letzten Jahren leider verschiedentlich beobachtet werden mußten.

6. Anwendung der „Leoba“-Spannglieder im Brückenbau.

Die ersten Anwendungen dienten der Längsvorspannung kleiner Plattenbrücken (Ausführung Philipp Holzmann AG., Niederlassung

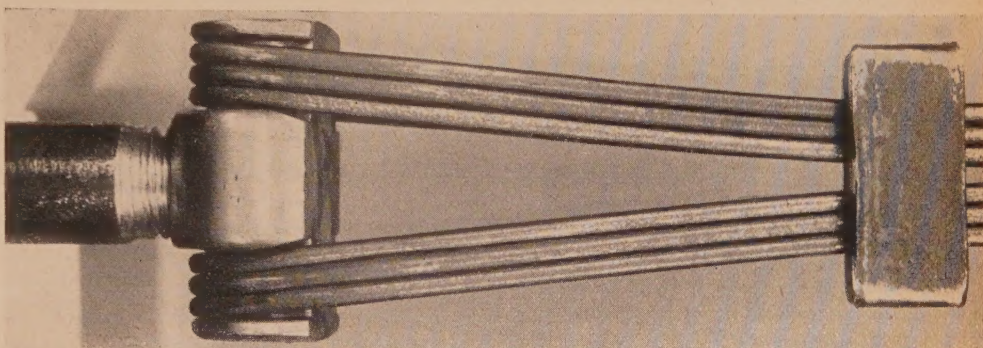
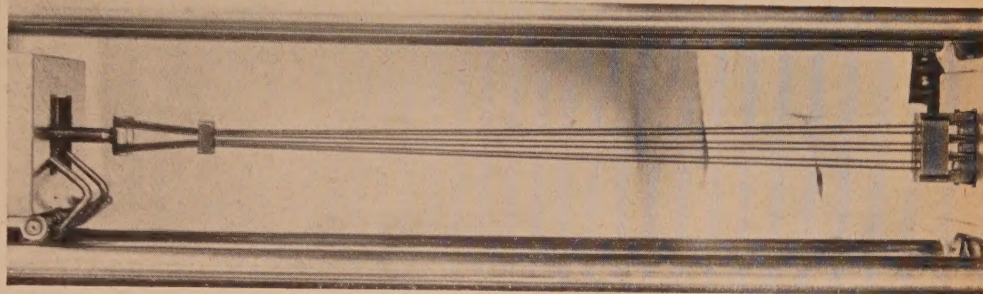


Bild 6. Versuchsanordnung zur Bestimmung der Bruchfestigkeit der Ankerschleifen (Hüttenwerk Rheinhausen).

Stuttgart) und einer als Bogenscheibe ausgebildeten Brücke über den Zweigkanal Osnabrück (Ausführung Lenz-Bau AG, Hamburg).

Die „Leoba“-Spannglieder wurden mehrfach für die Quervorspannung der z. T. über mehrere Felder durchlaufenden Fahrbahn-

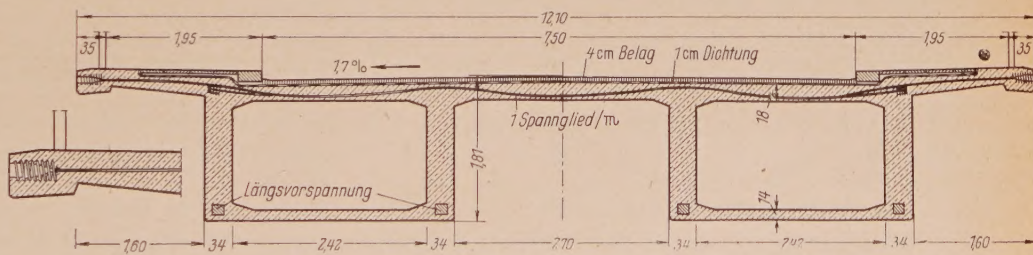


Bild 7. Querschnitt der Neckarbrücke Neckargartach mit Lage der Spannglieder in der Fahrbahnplatte.

platten benutzt. Sie verlaufen dabei in jedem Feld parabelförmig mit entsprechender Gegenkrümmung über den Stegen. Dank der guten Biegsamkeit der flachen Kabel legt sich die erforderliche Krümmung ohne vorherige Verformung des Kabels. Die genaue Höhenlage wird am besten mit Betonklötzen gesichert.

Die Spannglieder können nur geringfügig außerhalb des Kernquerschnitts verlegt werden, weil das Eigengewicht der Fahrbahnplatte im Vergleich zur Verkehrslast gering ist und bei zu großer Ausmittigkeit des Spannglieds unter Eigengewicht oben Zugspannungen entstehen.

Es ist richtiger, solche Zugspannungen unter ständiger Last zu vermeiden und eher Zugspannungen unter der selten vorkommenden höchsten Verkehrslast zuzulassen. Die Fahrbahnplatten werden deshalb für ständige Last vollkommen, für Verkehrslast beschränkt vorgepannt.

Bei der statischen Berechnung vorgespannter Fahrbahnplatten muß der Einspannungsgrad der Platte in den Stegen möglichst genau erfaßt werden, weil sich sonst eine falsche Lage der Spannglieder ergibt, die zu unzulässigen Spannungen führt. Es ist auch

wichtig, den weiteren Verlauf der Einspannmomente in den Stegen zu untersuchen, wodurch häufig Bügel nötig werden, die man zur Schub Sicherung der Hauptträger nicht brauchen würde.

Bild 7 zeigt als Beispiel die Lage der Spannglieder in der Fahrbahnplatte der 225 m langen in der Längsrichtung mit dem Verfahren Baur-Leonhardt durchlaufend vorgespannten Neckarbrücke Neckargartach (Ausführung Fa. Ludwig Bauer, Stuttgart, und Fa. H. Butzer, Dortmund). Die Spannglieder sind jeweils bis zum Gesims durchgeführt und von dort gespannt worden. Nach dem Scharrieren der Gesimskanten waren die Spannstellen nicht mehr sichtbar. Das nachträgliche Anbetonieren eines Gesimsstreifens, das meist zu Schwindrissen und undichten Stellen in der Betonierfuge führt, wurde so vermieden.

Bild 8 zeigt die Anordnung der Spannglieder für die über 400 m lange Verbundträgerbrücke der Autobahn über das Werratal bei Hedemünden (Ausführung der Fahrbahnplatte Fa. R. Kögel, Frankfurt a.M.). Der von der Stahlbau firma festgelegte Querschnitt der Fahrbahnplatte zeigt mit 25 cm eine für den großen Hauptträgerabstand von 6,50 m recht geringe Dicke, so daß sechs

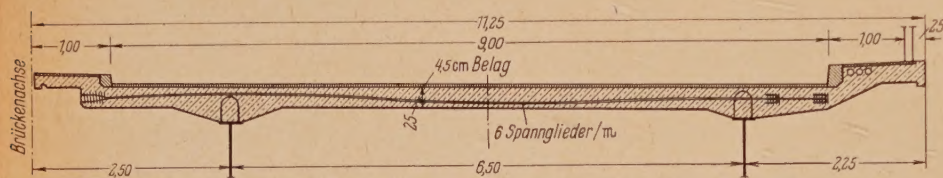


Bild 8. Querschnitt der Fahrbahnplatte der Werratalbrücke Hedemünden mit Anordnung der Spannglieder.

Spannglieder je Meter nötig waren. Hier wurde mit Rücksicht auf die hohen Schrammborde darauf verzichtet, die Spannglieder ganz durchzuführen. Als Spannfläche wurde ein lotrechter Absatz unter dem Mittelstreifen der Autobahn gewählt, so daß nach außen keine Spannstellen auftreten (Bild 9). An dieser Brücke wurden insgesamt 2560 Spannglieder eingebaut.

Bild 10 zeigt den Querschnitt der Donautalbrücke Untermarchtal, einer rd. 375 m langen in der Längsrichtung mit dem Baur-Leonhardt-Verfahren durchlaufend vorgespannten Balkenbrücke, bei der die Fahrbahn durch eine sehr wirtschaftliche Rippenplatte gebildet wird. Die Rippen werden mit Stahlblechen hergestellt und haben einen Abstand von 50 cm. In jeder Rippe genügt ein „Leoba“-Spannglied (Ausführung Arbeitsgemeinschaft K. Kübler, Stuttgart, Wolfer & Goebel, Eßlingen, und Ed. Züblin AG, Stuttgart).

Die Rippenplatte ist bei richtiger Verteilung der Last des Schwerlastwagens durch Längsrippen bis zu Spannweiten von 10 bis 12 m als quergespannte Fahrbahnplatte verwendbar, vor allem,

wenn für die Hauptträger drehsteife Hohlkasten gewählt werden die eine Randeinspannung ergeben. Bei der Rosensteinbrücke über den Neckar in Stuttgart wurde gemäß Bild 11 eine solche Fahrbahnplatte vorgeschlagen. Bei der Ausführung mußten jedoch in Folge einer nachträglichen Verbreiterung der Brücke mit „Leoba“

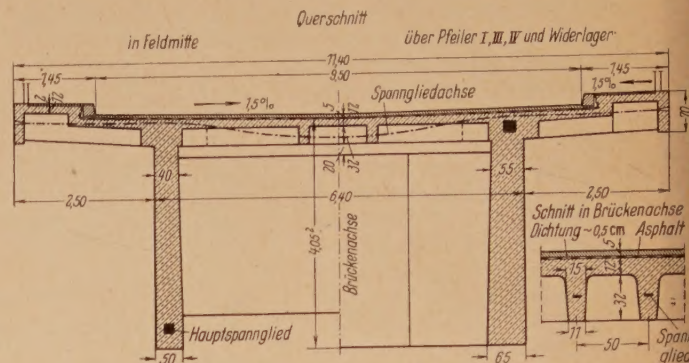


Bild 10. Querschnitt der Donautalbrücke Untermarchtal mit Lage der „Leoba“-Spannglieder.

Spanngliedern vorgespannte Querträger gewählt werden, weil die vorhandenen Stahlbleche eine Steigerung der Höhe der Rippenplatte zur Anpassung an die vergrößerte Spannweite nicht erlauben.

Auch für die Längsvorspannung von Brücken eignen sich die „Leoba“-Spannglieder dann, wenn die Spannkraft nicht zu hoch ist, so daß sich die Kabel ohne Verdickung der Stege mit ausreichendem gegenseitigem Abstand unterbringen lassen. Bei Balken auf zwei

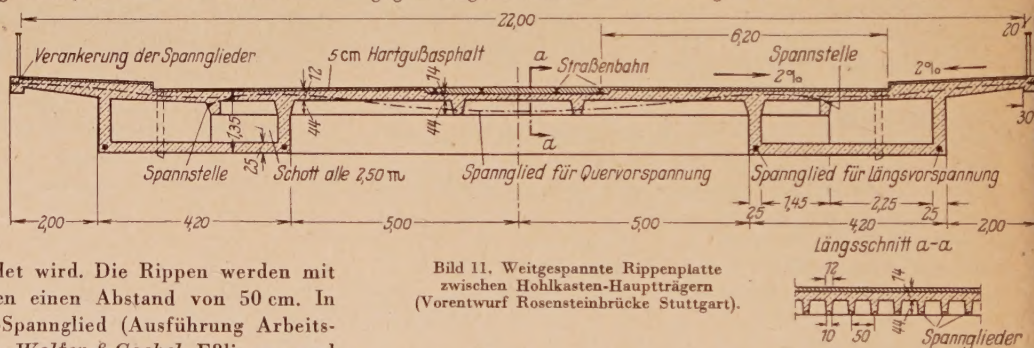


Bild 11. Weitgespannte Rippenplatte zwischen Hohlkasten-Hauptträgern (Vorentwurf Rosensteinbrücke Stuttgart).

Stützen kann man bis etwa 25 m Spannweite, bei Durchlaufbalken bis rd. 18 m Spannweite mit „Leoba“-Spanngliedern vorteilhaft bauen, wenn die Bauhöhe nicht zu klein ist. Durchlaufende Balken können dabei bis zu drei Feldern mit durchlaufenden Spanngliedern

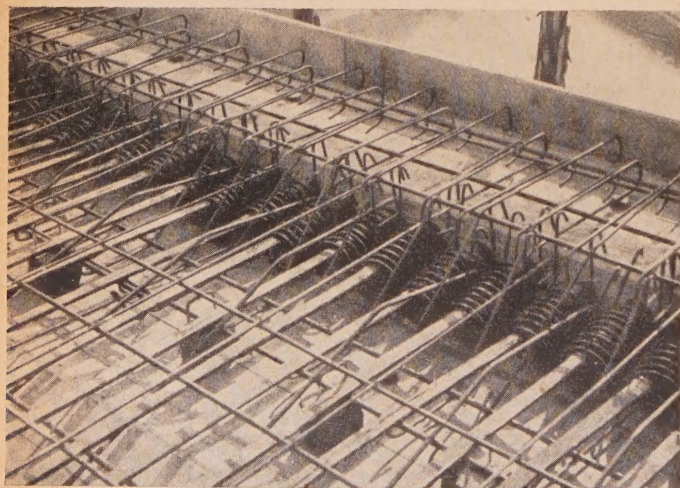


Bild 9. Fertig eingebaute Spannglieder der Werratalbrücke (Spannseite).

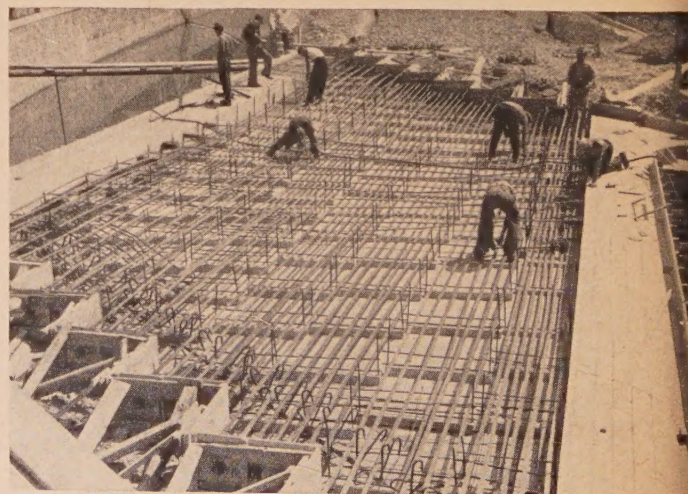


Bild 12. Fertig eingebaute Längs- und Querspannglieder für eine schiefwinkelige Plattenbrücke in Bietigheim.

gespannt werden. Bei größeren Brücken oder sehr kleinen Bauten ist das Verfahren Baur-Leonhardt mit zusammengefaßten Kabeln technisch und wirtschaftlich günstiger. Mehrere kleine Brücken sind mit „Leoba“-Spanngliedern in der Auftrichtung vorgespannt worden. Dabei wurde angestrebt, mög-

verlegt, wobei der Abstand mindestens 45 bis 50 mm betragen sollte (Lichtabstand 30 bis 35 mm), damit der Beton zwischen den Spanngliedern gut durchdringen kann und für die Aufnahme der hohen Längsdruckspannungen nicht zu dünn wird.

Die einfache Rechteckform kann nur gewählt werden, wenn man

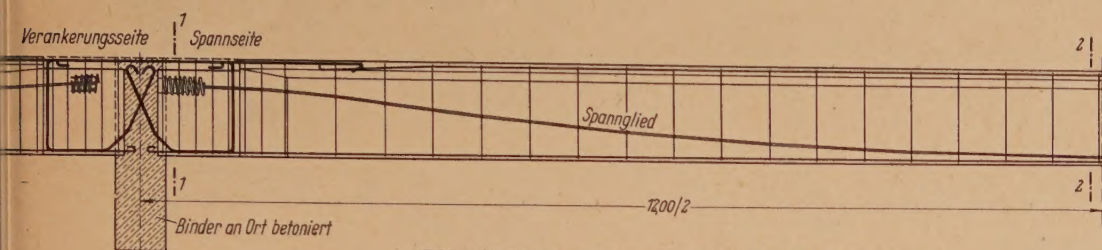
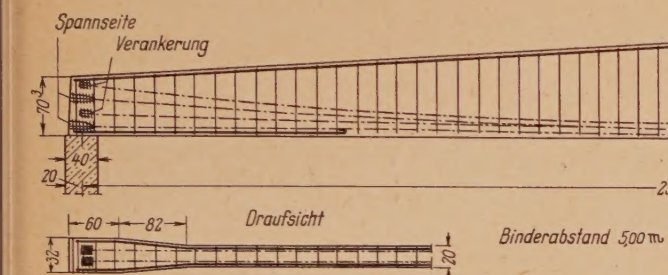


Bild 13/14. Pfette mit einem Spannglied (Bergedorfer Eisenwerke).

est alle Verankerungen bis zu den Auflagern durchzuführen, mit unangenehme örtliche Spannungsstörungen durch Zwischenankerungen vermieden werden. Es erweist sich hierbei als vorteilhaft, daß nur eine Seite des Spanngliedes zur Vorspannung bis

einen Teil der Spannglieder erst nach dem Verlegen der Dachplatten vorspannt und die über das Eigengewicht hinaus zu berücksichtigende Nutzlast, z. B. Schneelast, im Verhältnis zum Eigengewicht gering ist. Bei großer Nutzlast braucht man sowohl im



Ansicht

Querschnitt

Bild 15. 25 m weit gespannter Hallenbinder für Turnhalle Worms.

an Brückenende durchzuführen ist, während das andere Ende um die Länge der Verankerungswendel nach innen gestaffelt liegen muß.

Bild 12 zeigt eine längs und quer mit „Leoba“ vorgespannte T-förmige Plattenbrücke in Bietigheim (Ausführung L. Vatter, Mannheim-Stuttgart).

Anwendung der „Leoba“-Spannglieder im Hochbau.

1. Pfetten.

Von 6 bis 9 m Spannweite ab lohnt es sich, Pfetten für Hallenbinder mit einem 20-t-Spannglied vorzuspannen. Bild 13/14 zeigt ein Beispiel der Firma A. Prien, Hamburg-Harburg, ausgeführtes Beispiel einer Pfette mit 12,0 m Spannweite, die als Fertigteil am Boden aufgestellt und vorgespannt und danach auf die Rüstung der Binder gelegt wurden. Für die weitere Pfettenbelastung wurde mit überlappenden Bewehrungseinlagen über den Bindern Kontinuität erreicht.

2. Binder.

Für mehrere Industriebauten und Hallen wurden mit „Leoba“-Spanngliedern vorgespannte Dachbinder hergestellt. Bild 15 zeigt ein Beispiel einen 25,3 m weit gespannten Dachbinder für die Turn-

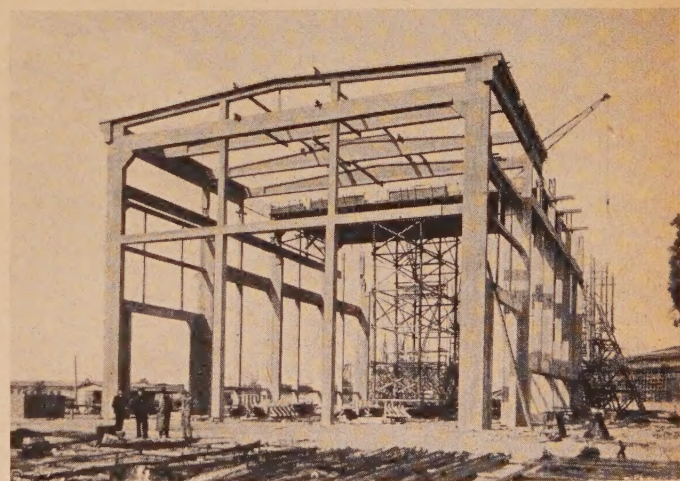


Bild 16. Spannbetonbinder mit Flanschen für eine Maschinenbauhalle in Bremen, Spannweite 22 m.

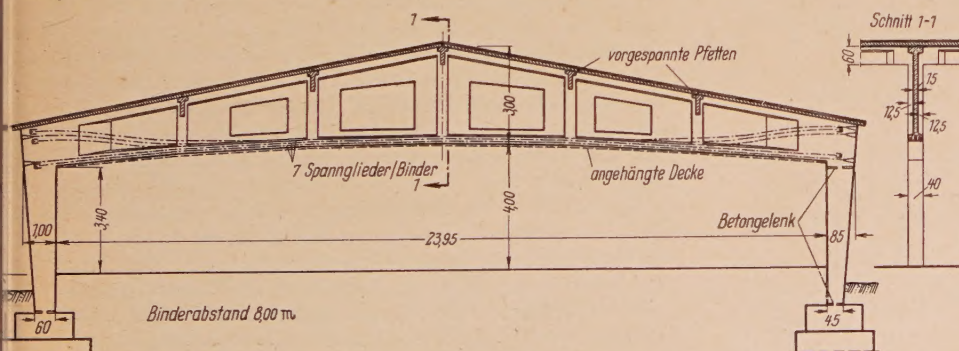


Bild 17. Hallenbinder mit großen Öffnungen für Heiz- und Lüftungskanäle einer Strumpffabrik.

le Worms (Ausführung Fa. HUTA, Hoch- und Tiefbau AG, Frankfurt a. M.). Der Querschnitt ist ein einfaches Rechteck von 0,70 m Dicke und 1,50 m Höhe in der Mitte bzw. 0,70 m Höhe an den Enden. Die 6 Spannglieder wurden in zwei Reihen nebeneinander

Zugurt wie auch im Druckgurt mehr Querschnitt, also Flansche oder dergleichen (Bild 16).

Einen ungewöhnlichen Dachbinder zeigt Bild 17, der die Strumpffabrik Oberhausen (i. Brsg.) mit 24,3 m Spannweite bei 8,0 m Binderabstand überdeckt (Entwurf Arch. Dipl.-Ing. Josef Eberlein, Kempten/Allgäu, Ausführung Fa. Brenzinger u. Cie, Freiburg). Hier waren im Steg große Aussparungen für die Durchführung von Lüftungs- und Heizkanälen notwendig. Die große Bauhöhe erlaubte

andererseits mit nur 7 Spanngliedern auszukommen. Die auf der rechten Seite angeordnete Pendelstütze wurde nicht nur mit Rücksicht auf die Verkürzung des Spannbetonbinders gewählt, sondern auch, weil auf dieser Seite kein Horizontalschub zugelassen war.

Die Kaufhalle in Bochum (Ausführung Fa. Boswau & Knauer, Düsseldorf), brauchte für eine große Verkaufshalle 27 m weit gespannte Binder, die nach dem Querschnitt Bild 18 mit 8 „Leoba“-Spanngliedern ausgeführt wurden.

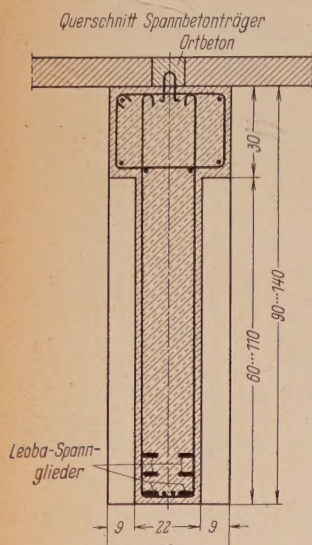


Bild 18.

Querschnitt der 27 m weit gespannten Binder der Kaufhalle Bochum.

Ausstellungshallen auf dem Gelände Planen und Blumen mit „Leoba“-Spanngliedern gemäß Bild 19 hergestellt. Hier wurden die Spannstellen an den spitzen Enden und die Verankerungen in den hohen Stegteilen angeordnet. Die Verbindung im Scheitel des Rahmens wurde erst nach dem Vorspannen beider Rahmnhälften hergestellt.

7.3 Geschoßbauten.

Der Verfasser hat schon früh mehrgeschossige Bauten mit vor-

gespannten Unterzügen verlaufen quer zu dem lang gestreckten Bau im Abstand von 7,5 m. Die verhältnismäßig hohen Rippenplatten

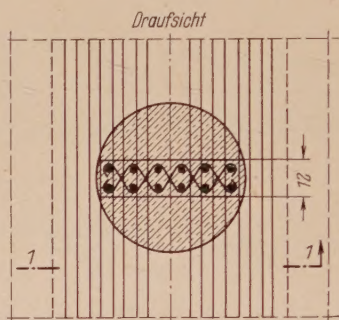
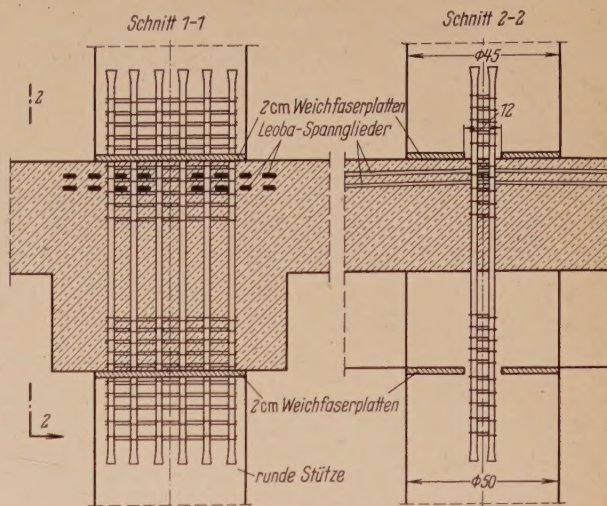


Bild 21.

Die Betongelenke der Außenstützen beim Fabrikneubau Hahn.

in der Längsrichtung wurden absichtlich nicht vorgespannt, um die Stützen längs von Momenten durch die Zusammendrückungen frei zu halten. Die kräftigen Mittelstützen, welche den größten Anteil der Last zu tragen haben, sind fest

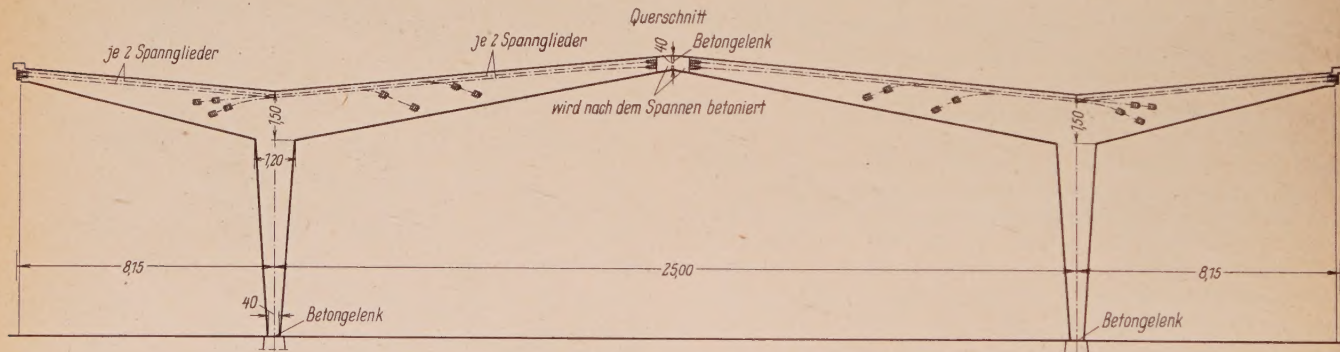


Bild 19. Vorgespannter Binder der neuen Ausstellungshallen Planen und Blumen, Hamburg.

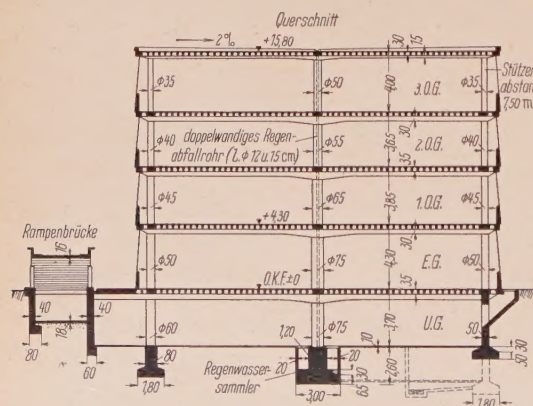


Bild 20. Querschnitt des Fabrikneubaues Hahn, Fellbach, mit vorgespannten Unterzügen.

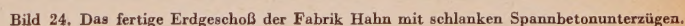
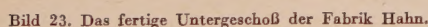
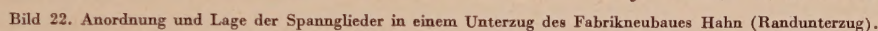
gespannten Unterzügen geplant und ausgeführt. Ein bemerkenswertes Beispiel ist der Fabrikneubau Hahn in Fellbach bei Stuttgart (Entwurf Verfasser mit Arch. Gutbrod, Ausführung Fa. K. Kübler, Stuttgart), dessen Querschnitt Bild 20 zeigt. Die vor-

mit den Unterzügen verbunden, während die Außenstützen in jeder Geschoß oben und unten Betongelenke (Bild 21) haben, also in der Querrichtung pendeln. Durch diese Anordnung vermeidet man jede Schwierigkeit für die zu verschiedenen Zeiten auftretenden Zusammendrückungen der Unterzüge, ohne daß an den Einspannstellen der Mittelstütze zu hohe Eckmomente durch Windkräfte oder dergleichen auftreten. Die Außenstützen wurden innerhalb der größtenteils aus Fenstern bestehenden Außenwände angeordnet, so daß die Ankerwendeln der Spannglieder außerhalb der Stützenbewehrung lagen.

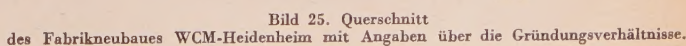
Bild 22 zeigt die Anordnung der 16 Spannglieder je Unterzug. Die durch die hohe Nutzlast von 1500 kg/m² bedingte Breite der Unterzüge erlaubte, daß in der Mitte zwischen den Spanngliedern ein breiter Raum für das Einbringen des Betons und des Tauchrüttlers frei blieb. Soweit die Spannglieder über der Schalung der Rippenplatte lagen, wurden sie auf bewehrte Betonquerrippen verlegt, unter der Deckenschalung wurden teilweise quer durchgesteckte Rundstäbe und weiter unten wiederum Betonrippen benutzt.

Das über 90 m lange Gebäude wurde durch zwei Dehnungsfugen unterteilt, die im Fünftelpunkt des Deckenfeldes angeordnet wurden, um die Vorteile der Kontinuität der Rippenplatte un-

Nach einem bodenkundlichen Gutachten von *Dr. Jelinek*, München.



mußte bei einer Flachgründung auf den alluvialen Ablagerungen mit einer lang andauernden Setzung in der Größenordnung von 6 bis 8 cm gerechnet werden. Da die Pfahlgründung sehr teuer



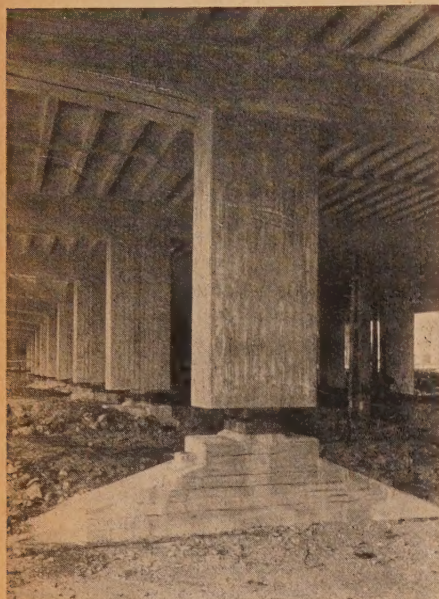


Bild 26. WCM.
Das Stahlgelenk unter den linken Stützen.

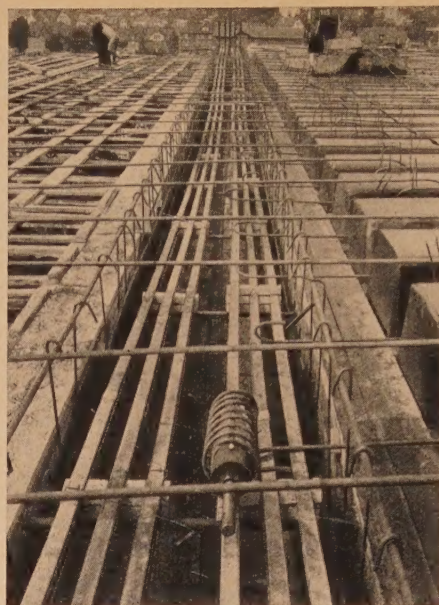


Bild 27. WCM.
Die für einen Unterzug fertig eingelegten Spannglieder.

und bei dem zerklüfteten Fels noch nicht einmal zuverlässig geworden wäre, schlug der Verfasser eine äußerlich statisch bestimmte Lagerung auf zwei Stützenreihen mit Flachgründung vor. Die unter den linken Stützen zu erwartenden Setzungen können dabei durch spä-

Lage waren, das Gewicht der nächsten Decke einschließlich Schalung und Rüstung aufzunehmen, wurden sie in den Drittelpunkten mit Stützen auf Spindeln oder Keilen auf den darunterliegenden mit zwei Drittel V angespannten Unterzug abgestützt. Die Spindeln wurden jeweils so nachgezogen, daß der mit ein Drittel V angespannte Unterzug keine Durchbiegung zeigte. Damit wurden u. a. die durch die Riegelverformung beim Spannen entstehenden Stützenmomente klein gehalten.

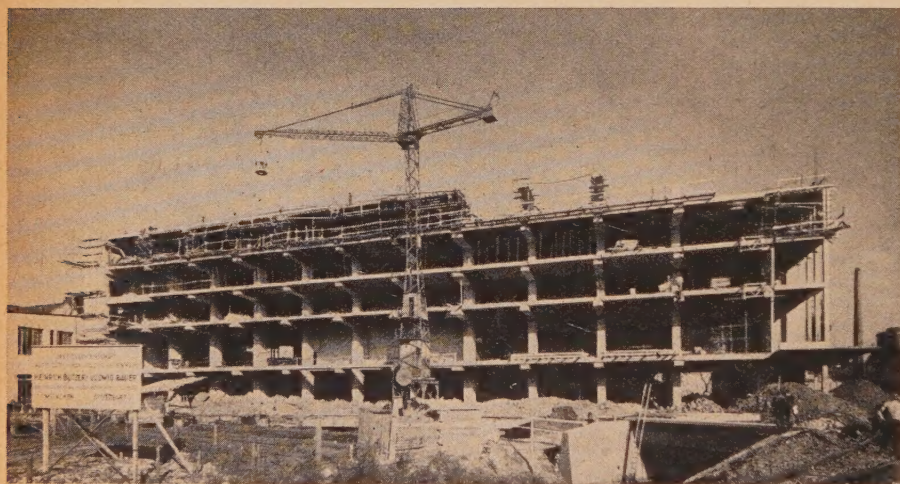


Bild 28. Das Traggerippe des Fabrikgebäudes WCM-Heidenheim bei der Herstellung des fünften Geschosses.

teres Anheben ausgeglichen werden. Mit dieser Lösung, die nur mit Spannbeton möglich war, wurden beachtliche Ersparnisse erzielt.

Zwischen dem Hohlkastenfundament und den Stützen wurden Stahlgelenke eingebaut, neben denen die hydraulischen Pressen zum Anheben des Gebäudes Platz haben (Bild 26). Die Hebung wird durch Einlage eines Stahlbleches im Stahlgelenk ausgeglichen. Es konnte nachgewiesen werden, daß dank der Nachgiebigkeit der vorgespannten schlanken Unterzüge Setzungen bis zu 3 cm unschädlich sind, so daß die erwarteten Setzungen nur ein zwei- bis dreimaliges Anheben bedingen.

Den in der Längsrichtung möglichen Ungleichheiten des Baugrundes wurde durch eine reichliche Biegesteifigkeit des Kastenfundaments und durch zwei Querfugen im aufgehenden Bauwerk Rechnung getragen, die gleichzeitig als Schwindfugen dienen. Das Kastenfundament selbst wurde jedoch fugenlos durchgeführt, da es in dem feuchten Untergrund kaum schwinden dürfte. Mit Rücksicht auf den schräg anstehenden Fels wurde das Gelenk um 20 cm ausmittig auf dem Kasten angeordnet, damit die Bodenpressung über dem tieferen schlechten Boden etwas niedriger wurde als auf der anderen Seite. Möglichen Verdrehungen des Kastenfundaments wird dadurch begegnet, daß das Stahlgelenk durch eine mit Paraffin ge-

schmierte ebene Fuge horizontal beweglich gemacht wurde. Gleichzeitig lassen sich dadurch die Unterzüge beim Vorspannen ohne Widerstand zusammendrücken.

Aus betrieblichen Gründen konnten die Stützen nur 60 bis 70 cm dick gemacht werden und mußten deshalb ungewöhnlich breit werden. Dadurch entstand eine große Steifigkeit der Stiele in der Rahmenrichtung, die normalerweise für Spannbetonrahmen nicht erwünscht ist und deren Auswirkung auf die Bauzustände dadurch ausgeglichen wurde, daß die Rahmenriegel in drei Stufen von je etwa ein Drittel der Spannkraft vorgespannt wurden. Die volle Vorspannung wurde erst aufgebracht, nachdem der Riegel im darüberliegenden Stockwerk auf zwei Drittel und der um zwei Stockwerke höhere Riegel auf ein Drittel vorgespannt war.

In jedem Unterzug liegen 18 Spannglieder in drei Lagen (Bild 27). Wiederum wurde die Hälfte der Spannglieder links, die andere Hälfte rechts am Ende des Kragarmes vorgespannt.

Da die zunächst nur mit ein Drittel V vorgespannten Rahmenriegel nicht in der Lage waren, das Gewicht der nächsten Decke einschließlich Schalung und Rüstung aufzunehmen, wurden sie in den Drittelpunkten mit Stützen auf Spindeln oder Keilen auf den darunterliegenden mit zwei Drittel V angespannten Unterzug abgestützt. Die Spindeln wurden jeweils so nachgezogen, daß der mit ein Drittel V angespannte Unterzug keine Durchbiegung zeigte. Damit wurden u. a. die durch die Riegelverformung beim Spannen entstehenden Stützenmomente klein gehalten.

Für die Seitenhalle wurden die Spannbetonbinder auf der zweiten Geschoßdecke hergestellt, so daß sie von dort aus auf die vorbereiteten Stützen nur eingeschoben werden mußten.

Die Außenwände wurden mit den leichten Hebel-Gasbetonplatten, 20 cm dick, ausgeriegelt, um die Kragarme nicht übermäßig zu belasten und um eine gute Wärmedämmung zu erzielen. An sämtlichen Stahlbetonteilen wurden außen 7 cm dicke Gasbeton-Isolierplatten anbetoniert, so daß am tragenden Gerippe keine Kältebrücke entsteht.

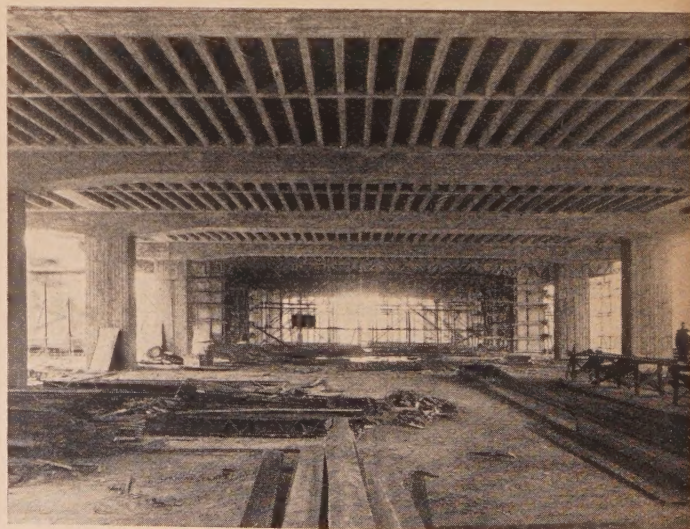


Bild 29. WCM. Der Erdgeschoßraum während des Ausrüstens.

Bild 28 zeigt das Gebäude vor dem Einsetzen der Wandplatten. In ähnlicher Weise wird zur Zeit ein fünfgeschossiger Fabrikbau Ulm mit vorgespannten Unterzügen errichtet.

Schlußbemerkung.

Die „Leoba“-Spannglieder sind ohne Werbung bereits 1½ Jahre nach ihrer ersten Anwendung bei 42 Brücken und bei 25 Hochbauten verwendet worden. Durch ihren Gebrauch konnten wertvolle Fortschritte auf dem Gebiet des Spannbetons im Brücken- und Hochbau erzielt und wichtige weitere Erkenntnisse gesammelt werden. Obwohl die ausführenden Unternehmer vielfach mit diesen Spann-

gliedern ihre ersten Spannbetonbauwerke erstellten, sind dank sorgfältiger Arbeitsanweisungen und einer ständigen Überwachung der Berechnungen und baulichen Durchbildungen sowie der Bauausführung keine nennenswerten Fehlschläge eingetreten.

Wenn auch noch viel Arbeit bei der Einführung des Spannbetons zu leisten sein wird, so wurde doch durch die aufgezeigten Beispiele der Beweis erbracht, daß Spannbeton von einem großen Unternehmerkreis ausgeführt werden kann, so daß die Vorteile dieser Bauart in zunehmendem Maße bei unseren Bauvorhaben benutzt werden können.

Fuldabrücke Guntershausen.

Von Oberreichsbahnrat Klaus Kober, Eisenbahndirektion Kassel.

Einleitung.

Die Strecke Bebra—Kassel überquert in km 254,2 bei Guntershausen auf einem 267 m langen, zweigleisigen Viadukt das Fuldatal. Dieser war zur Zeit seiner Erbauung in den Jahren 1847—1849 das größte Bauwerk der Friedrich-Wilhelm-Nordbahn und wäre unzerstört heute noch als ein Meisterwerk der damaligen Ingenieure zu sehen. Die Brücke bestand aus 13 Öffnungen von je 14,98 m Lichtweite, die mit Halbkreisbögen überwölbt waren. Zwei Gruppenpfeiler bildeten das Bindeglied zwischen je 3 Vorlandöffnungen und

Zeit als schlecht bezeichnet. Die Gruppenpfeiler sind in Kämpferhöhe 5,59 m breit und haben oberstrom und unterstrom Vorlagen, die in Fahrbahnhöhe Kanzeln tragen (Bild 2). Die Steine stammten zum größten Teil aus Brüchen des benachbarten Ortes Grifte, zum Teil aus Brüchen bei Balhorn im Kreise Naumburg. Etwa 100 Jahre hat die Brücke ohne bauliche Veränderungen allen Anforderungen trotz der seinerzeit geäußerten Zweifel genügt. Der Bericht in der erwähnten Allgemeinen Bauzeitung von 1851 sagt nämlich: „Ich bin der Meinung, daß die Brücke allmählich zugrunde gehen werde.“

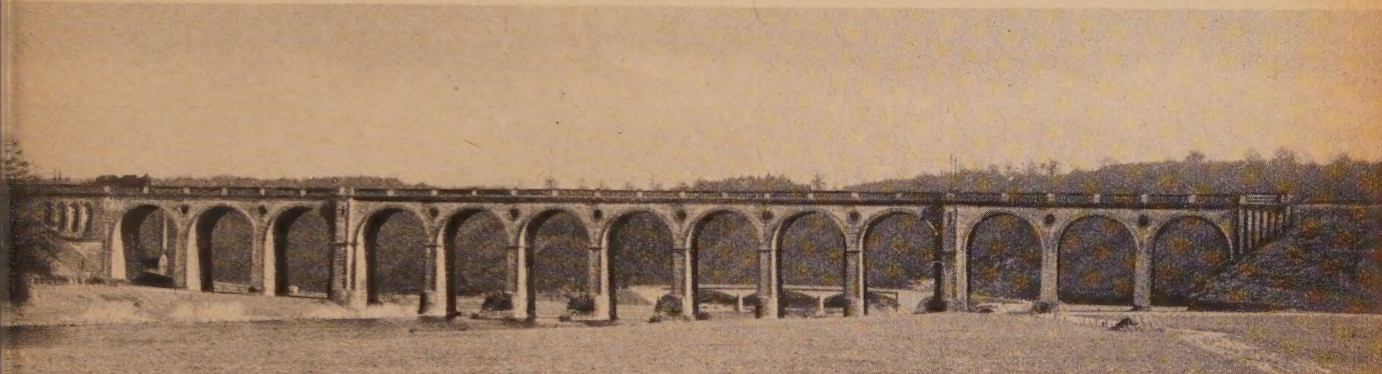


Bild 1. Altes Bauwerk.

7 Stromöffnungen (Bild 1). Der Höhenunterschied von Mittelwasser bis zur Schienenoberkante beträgt 24,6 m. Die Stirn der Pfeiler war mit Sandsteinen verblendet, das tragende Gewölbe selbst bestand aus Backsteinen, die als Rollschichten ohne inneren gegenseitigen Verband vermauert waren. Die Pfeiler hatten eine Verblendung aus Sandsteinquadern, ihr Kern dagegen war mit nicht immer lagerhaften Bruchsteinen ausgemauert. In Kämpfer-

Gegen Kriegsende wurden im Frühjahr 1945 durch die Sprengung einer Öffnung alle 7 Mittelöffnungen zum Einsturz gebracht¹⁾.

Kurze Zeit nach Einstellung der Kämpfe sind die zerstörten Öffnungen durch einen eingleisigen Behelf im Gleis Guntershausen-Bebra überbrückt worden. Dieser Behelf bestand aus 6 stählernen Stützen aus einem zerlegbaren Pfeilergerät mit einer Höhe von 17 m und 7 Brücken aus Trägern IP 100 mit eingeschweißten Verbänden in der bekannten Kriegsbauart (Bild 3). Die Höhe der stehengebliebenen Pfeilerstümpfe wurde durch Betonsockel ausgeglichen. Diese dienten zusammen mit 5 Rammträgern IP 24 auf jeder Seite der Pfeiler der Unterstützung von Trägerrosten, die über den schmalen Pfeilern eine ausreichend große Grundfläche für die Aufnahme der stählernen Stützen boten. Jede Stütze bestand aus 3 quer zur Bahn-



Bild 2. Gruppenpfeiler III und Gewölbe der Stromöffnung vor der Zerstörung.

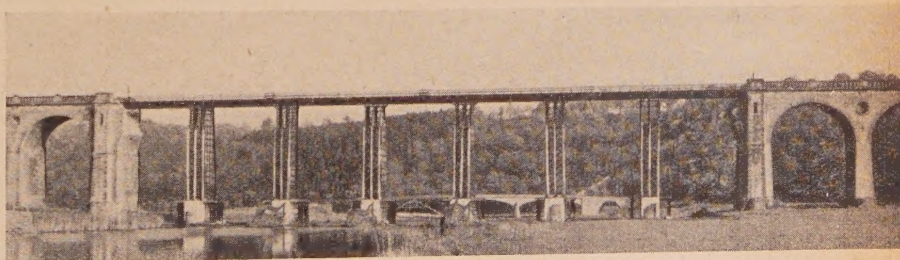


Bild 3. Behelfsbrücke.

Die Pfeiler waren sie 2,59 m dick, in Höhe des Wasserspiegels 3,83 m. Nach dem Bericht in der Allgemeinen Bauzeitung aus dem Jahre 1851 trennten die Pfeiler „zum Austrocknen des inneren Schuttmauerwerks“ durch „vertikalen und horizontalen Luftzügen von 4 Zoll Höhe und Seite“ durchzogen. Die Ausmauerung wurde schon zur damaligen

achse liegenden Reihen mit je 5 Einzelstielen, die unter sich mit Rohren und Winkeln ausgefacht waren. Fünf derartige Gruppen von 1 × 2,44 m und 4 × 3,66 m Länge standen übereinander (Bild 4).

¹⁾ Vgl. Bautechn. 29 (1952), Heft 5, S. 125.

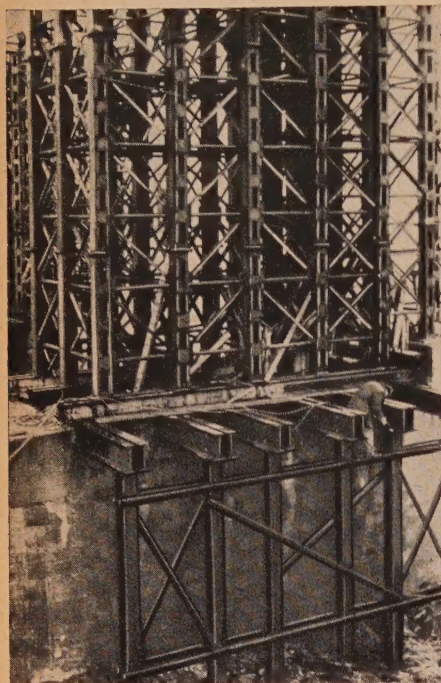


Bild 4. Stahlgüstpfeiler.

Trotz der Sorgen wegen der Anfälligkeit des Bauwerks konnte die Planung des Neubaus erst im Jahre 1948 nach der Behebung noch dringlicherer Kriegsschäden begonnen werden.

Voruntersuchungen.

Bei der Neuplanung war neben der Wirtschaftlichkeit der Gesichtspunkt maßgebend, den Betrieb auf der Behelfsbrücke nicht zu stören und die stehengebliebenen Teile in der Ansicht möglichst unverändert zu lassen. Ein Wiederaufbau in alter Form wäre bei den zum Teil arg mitgenommenen Pfeiler-

zumuten und Lösungen den Vorzug zu geben, die das alte Bauwerk möglichst unberührt ließen.

Die in Bild 5a und b dargestellten Entwürfe wurden neben anderen in Stahl als erste näher untersucht. Wirtschaftlich waren sie zur damaligen Zeit gut zu vertreten. Architektonisch befriedigten beide Lösungen nicht. Die erhalten gebliebenen Flutöffnungen und die mächtigen Gruppenpfeiler verlangten eine stärkere Berücksichtigung.

Durch den Einbau der drei neuen Pfeiler wäre während der Bauzeit der Durchflußquerschnitt für die sich kurz oberhalb mit der Eder vereinigende Fulda stark eingeengt worden. Die schnelle Wiederherstellungsmöglichkeit für beide Gleise war bei richtiger Arbeits- und Zeiteinteilung der einzige Vorzug der zweiten Lösung (Bild 5b).

Vorschläge für Ausführungen in Stahlbeton mit mehreren Öffnungen (Bild 6a—c) befriedigten in ihrer Ansicht nicht, sowohl mit zwei Zwischenpfeilern und drei hochgestellten Bögen gleicher Stützweite oder einer größeren Mittelöffnung, als auch mit einem Zwischenpfeiler und zwei gleich großen Bögen. Mit einem einzigen 74 m weit gespannten Bogen (Bild 7a) war bei dem großen Abstand der neuen Widerlager von den alten Gruppenpfeilern keine ansprechende Zusammenfassung der stehengebliebenen Bauwerksteile zu erzielen. Außerdem waren die Schwierigkeiten bei der Gründung der Bogenwiderlager im Bereich der alten Pfeiler wegen der Forderung auf eine uneingeschränkte Betriebsabwicklung beachtlich. Bei einem 110 m weit gespannten Bogen (Bild 7b), der architektonisch befriedigte, hätten sehr große Bogenkräfte direkt in die alten Pfeiler

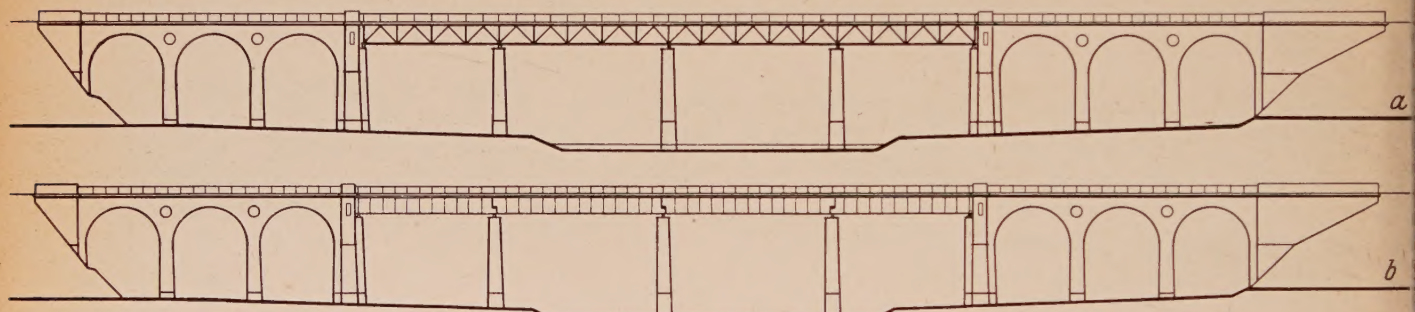


Bild 5a und b. Vorentwürfe in Stahl.

stümpfen ohne Störung des Betriebes nicht möglich gewesen. Hierbei hätte im Vergleich zu einer Ausführung nach neuesten technischen Erkenntnissen fast die doppelte Baustoffmenge — 8500 m³ — aufgebracht werden müssen. Nach alten Zeichnungen und einem

übergeleitet werden müssen. Dies schien, besonders bei dem Baugrund, auf dem der Gruppenpfeiler des linken Ufers stand, nicht sicher genug. Bei einem Bogen von 100 m Spannweite, dessen Kämpfer rd. 10 m vor den alten Gruppenpfeilern liegen, war die Ableitung

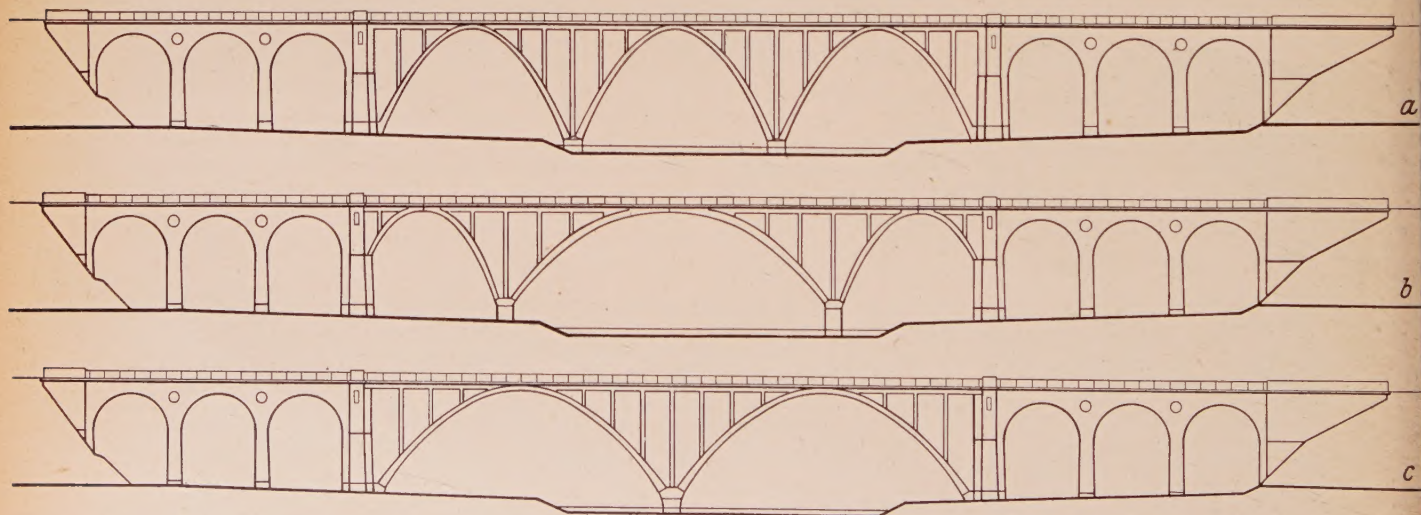


Bild 6a—c. Vorentwürfe in Stahlbeton mit drei bzw. zwei Öffnungen.

Bericht des am Bau beteiligten Architekten Riewel aus den Jahren 1848/49 sollte ein Teil der Pfeiler auf Pfählen bzw. auf „liegenden Rosten“ aus Buchenholz auf „mächtigem Flußkiesel“ stehen. Es schien deshalb angebracht, den alten Bauteilen nicht allzuviel zu-

der auftretenden Kräfte leichter zu bewältigen. Außerdem konnte der als erster im Gleis Bebra—Guntershausen zu erbauende Bogen bei dieser Spannweite gerade noch über die den Widerlagern benachbarten Pfeilerstümpfe hinweggeführt werden, ohne durch

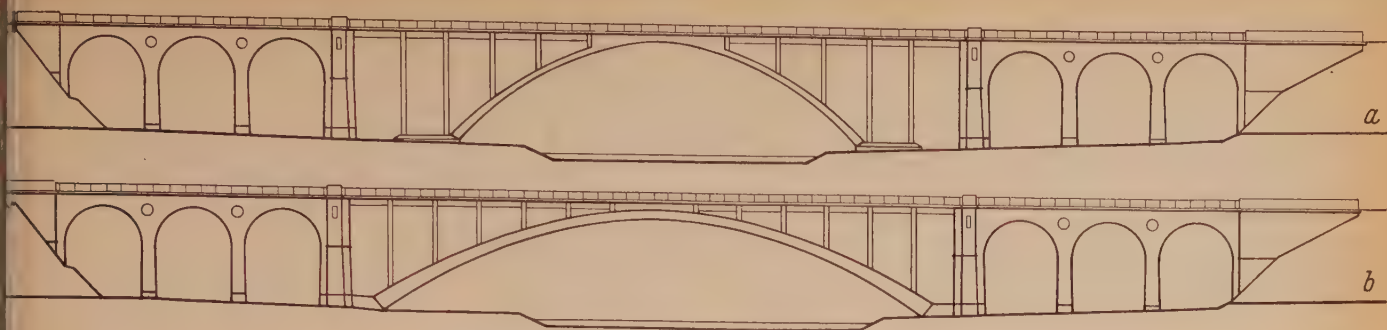


Bild 7 a und b. Vorentwürfe in Stahlbeton mit einer Öffnung.

Veränderungen an diesen Pfeilern den Betrieb zu stören. Eine derartige Ausführung setzte allerdings vollkommen sicheren Baugrund voraus.

Baugrunduntersuchungen.
Im April des Jahres 1948 außerhalb der Trümmernassen ausgeführte Bohrungen (Bild 8) erbrachten in 5,5 bis 7,5 m Tiefe roten Buntsandstein. Eine Gründung einzelner Pfeiler auf Pfählen, von der Riewel in seinem bereits erwähnten Bericht berichtet, war damit zumindest für die Pfeiler im Bereich der Bohrungen zweifelhaft.

Aufschlüsse über die Gründung der Gruppenpfeiler III und X konnte diese Bohrung noch nicht geben. Die Gruppenpfeiler X zu erkennen, sehr verschieden hoch liegenden Schichten aus Buntsandstein (mittlerer Buntsandstein) ließen die Vermutungen auf Unregelmäßigkeiten aufkommen. Im folgenden Jahr wurden Schürfgruben von 5 x 3,5 m Grundfläche im Schutze der Spundwänden zwischen Pfeiler X und XI sowie auch zwischen Pfeiler III und IV niedergetrieben. Es zeigte sich vor Pfeiler III, daß die Trümmer des alten Gewölbes und des benachbarten Pfeilers von dem Hochwasser sehr tief eingespült waren. Der Aufschluß brachte außer der Kenntnis des beim Bau zu erwartenden Wasserandranges im Vergleich mit den ersten Bohrungen nichts Neues. Die Schürfgarbe am linken Ufer zwischen Gruppenpfeiler X und Pfeiler XI klärte die vermuteten Unregelmäßigkeiten nicht auf. Die Vielzahl der vorhandenen Klüfte und die Unregelmäßigkeit des Gebirges ließen eine einheitliche Lagerung und Schichtung des Buntsandsteins hier nicht erkennen. Anschließend an den in Bild 8 mit Kreis bezeichneten Stellen angesetzte Kernbohrungen erbrachten die Höhenlage der Gründungssohle der Pfeiler III und X. An der Sohle des Pfeilers III wurde in einem Bohrloch ein Holzstück des liegenden Rostes gebohrt. Beide Gruppenpfeiler stehen nicht auf Fels. Die im engeren Pfeilerbereich zur Ergänzung weiter ausgeführten Kernbohrungen wiesen keine wesentlichen Unterschiede gegenüber den Ergebnissen des Vorjahres auf. Die Gründungssohle eines Bogenwiderlagers wurde bei Pfeiler III mit Ordinate + 138,50 und bei Pfeiler X mit 137,50 als vorläufiges Ergebnis aller Untersuchungen mitgeteilt. Die beim Aushub gewonnene Kenntnis der Bodenverhältnisse sei abschließend mitgeteilt.

Auf dem rechten Fuldaufer wurde vor und hinter Pfeiler III auf der Gründungssohle des neuen Bogenwiderlagers dickbankiger, fast horizontal liegender Buntsandstein freigelegt. Auf der Landseite des Pfeilers X konnte in den einzelnen Abschnitten der Baugrube, ebenso wie in der danebenliegenden Schürfgarbe, eine einheitliche

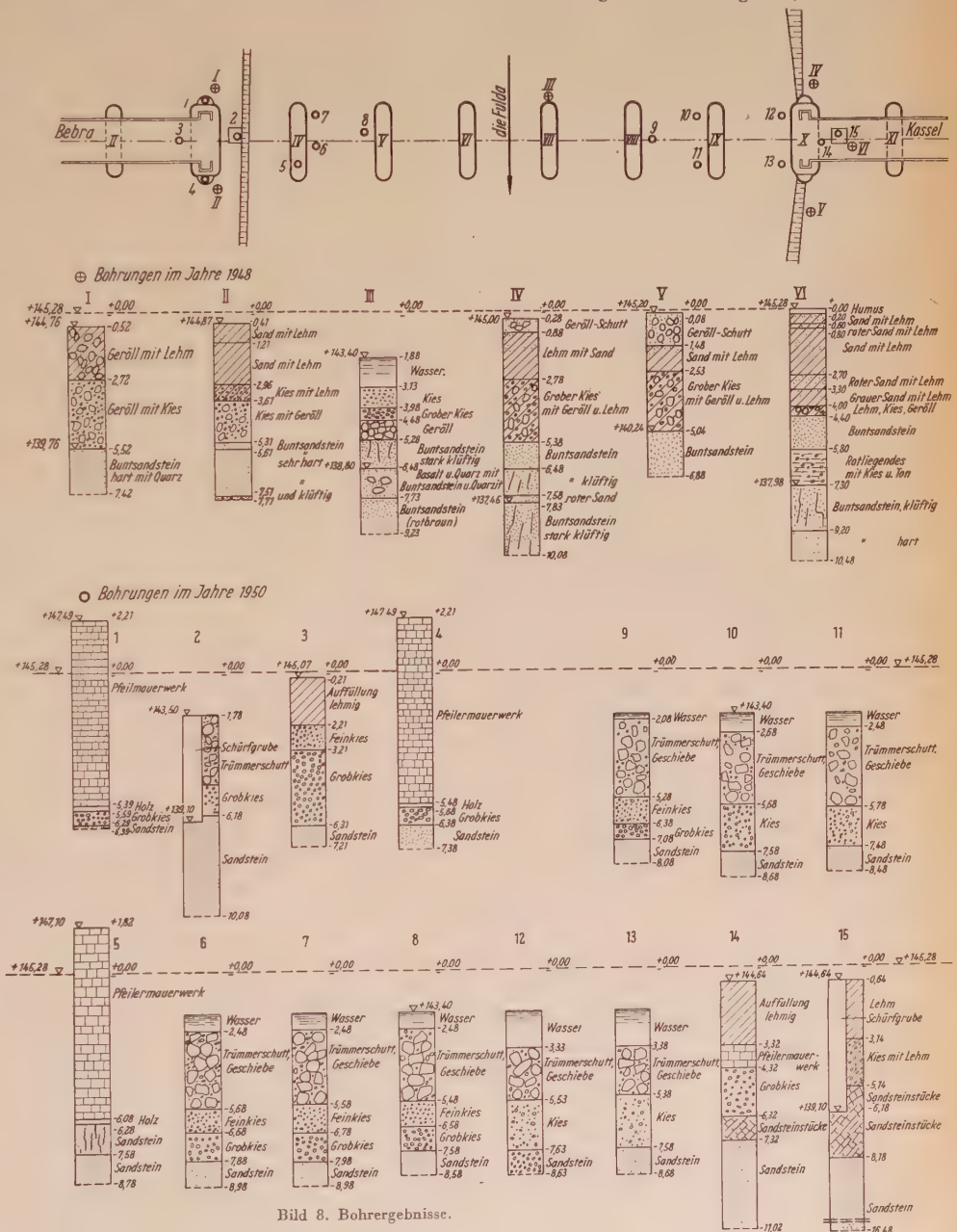


Bild 8. Bohrergebnisse.

Lagerung und Schichtung des Buntsandsteines nicht festgestellt werden.

Die als ausreichend angesprochene Gründungssohle der Fundamentteile auf der Landseite von Pfeiler X wies Höhenunterschiede

1,0 m bei dem längsten bis auf 0,75 m beim kürzesten. Die
eren Ständer, auf den beiden Bögen dicht benachbart, sind quer
Bogenachse schmäler ausgeführt als die außen liegenden, zu-
amen nur 1,2 m breit. Die Höhe des Gesimsbandes der Krag-
tte entspricht der Dicke der halbkreisförmig profilierten Abdeck-
tte über den erhaltengebliebenen Bauwerksteilen.

4,0 m breit. Im Inneren ist er von Widerlager zu Widerlager auf
mittig angeordneten, 1 m breiten Stufen begehbar. Sein rechteckiger
Querschnitt hat mit Ausnahme der Verstärkungen an der Einspann-
stelle und im Scheitel 45 cm dicke Seitenwände und eine ebenso
dicke Kopf- und Fußplatte. Rd. 15 m vor dem Kämpfer beginnend,
wächst die Dicke der Fußplatte stetig auf 60 cm an. Auf eine Länge
von 1,5 m bis zum Kämpfer ist dann der ganze Betonquerschnitt
allseitig um weitere 50 cm auf 0,95 m bzw. 1,1 m in der Fußplatte
nach innen verstärkt. Zu beiden Seiten der Scheitellücke sind Wände

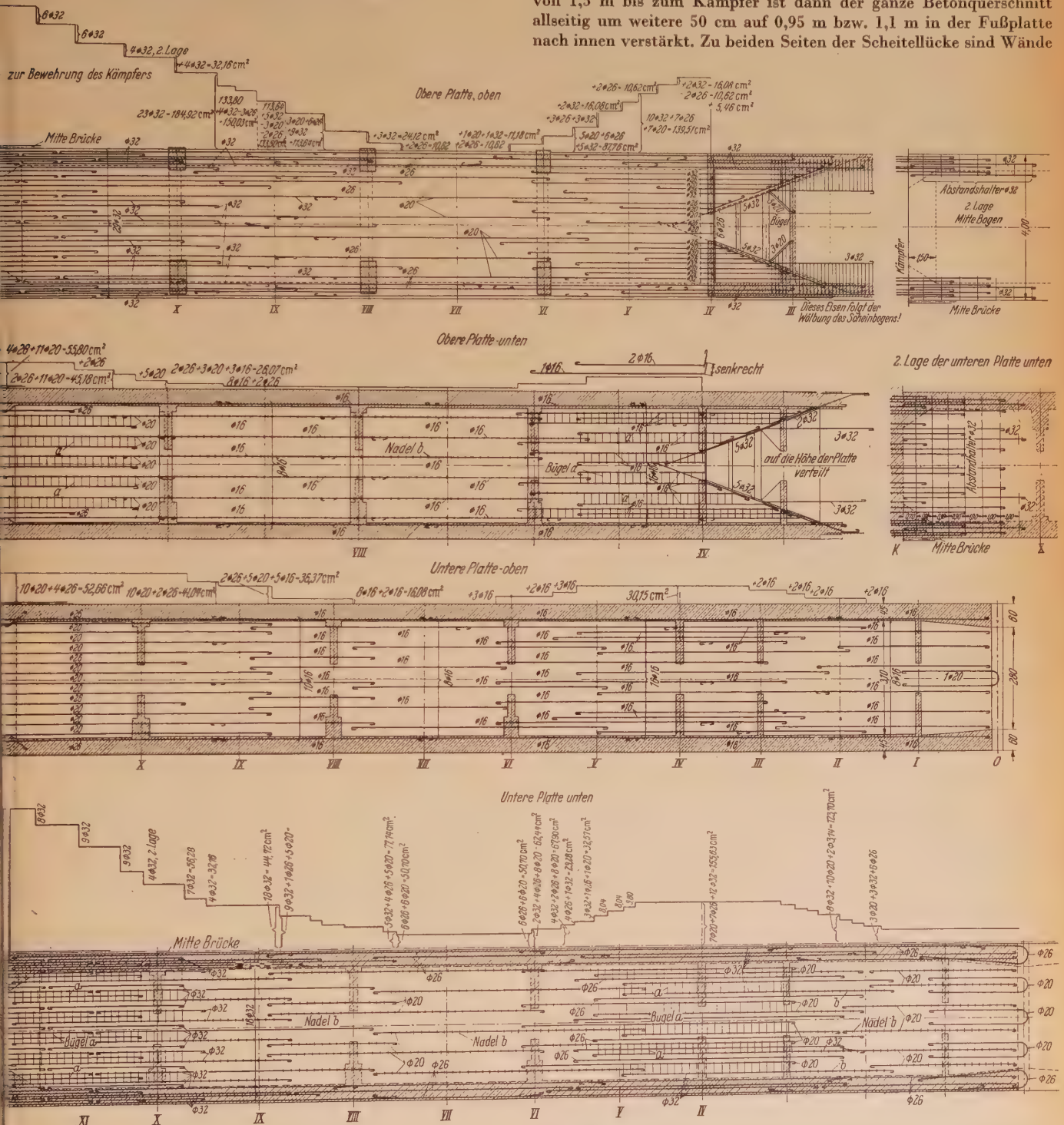


Bild 11. Längsbewehrung der Platten des Hohl Bogens ohne Fahrbahnteil.

Die beiden Gleise liegen auf zwei voneinander unabhängigen Trag-
en (Bild 10), da die Behelfsbrücke bis zur Fertigstellung des
n Bauwerks dem Betrieb dienen mußte. Sie sind durch eine
gehende Längsfuge von 8 cm Breite getrennt. Die Gesamtlänge
neuen Bauteiles zwischen den alten Gruppenpfeilern beträgt
22 m. Der 100 m weit gespannte Hohlbogen mit einer Pfeil-
von 19,5 m ist an den Einspannstellen 3,0 m und im Scheitel
m hoch (sichtbarer Scheinbogen 1,75 m) und gleichbleibend

und Platten 60 cm dick, um den Druck der dort zur Erleichterung
des Ausrüstens eingebauten Pressen aufnehmen zu können. Zur
gleichmäßigen Verteilung des Eigengewichtes der Fahrbahn und der
Verkehrslast auf den ganzen Bogenquerschnitt sind unter den Fahr-
bahnständern und am Übergang der Fahrbahn auf den Bogen, sowie
vor dem Bogenscheitel senkrechte, 40 cm dicke Querwände ange-
ordnet, die der Aussteifung des Hohlquerschnittes dienen.

In diesen Querwänden sind 80 cm breite, der Bogenhöhe ange-

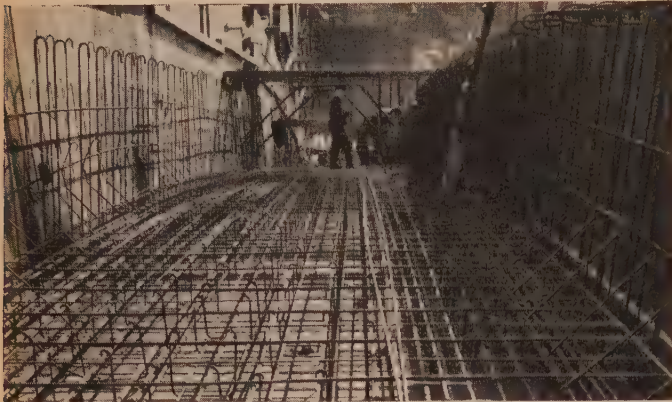


Bild 12. Bewehrung der unteren Platte des Bogens während der Verlegung.

paßte Schlupföffnungen freigelassen. Das Bogeninnere ist am Übergang der Fahrbahnplatte auf den Bogen zugänglich gemacht, um während des Baues Schalung entfernen und im Betriebe auch das Innere beobachten zu können. Die Bewehrungs- und Betonquerschnitte des Bogens sind aus nachstehender Übersicht erkennbar.

Schnitt	Betonquerschnitt F_b m ²	F_e cm ²	F_e in % von F_b
Kämpfer	5,95	1254,3	2,11
1. Fahrbahnständer	5,49	564,9	1,03
2. "	5,01	175,4	0,35
3. "	4,75	175,4	0,37
Übergang der Fahrbahnplatte auf den Bogen	4,66	433,0	0,93
8,6 m vor dem Scheitel	4,77	175,4	0,37
1,3 m vor dem Scheitel	5,06	175,4	0,34
Scheitel	5,76	88,2	0,15

Wie die Übersicht zeigt, nimmt der Betonquerschnitt nach den

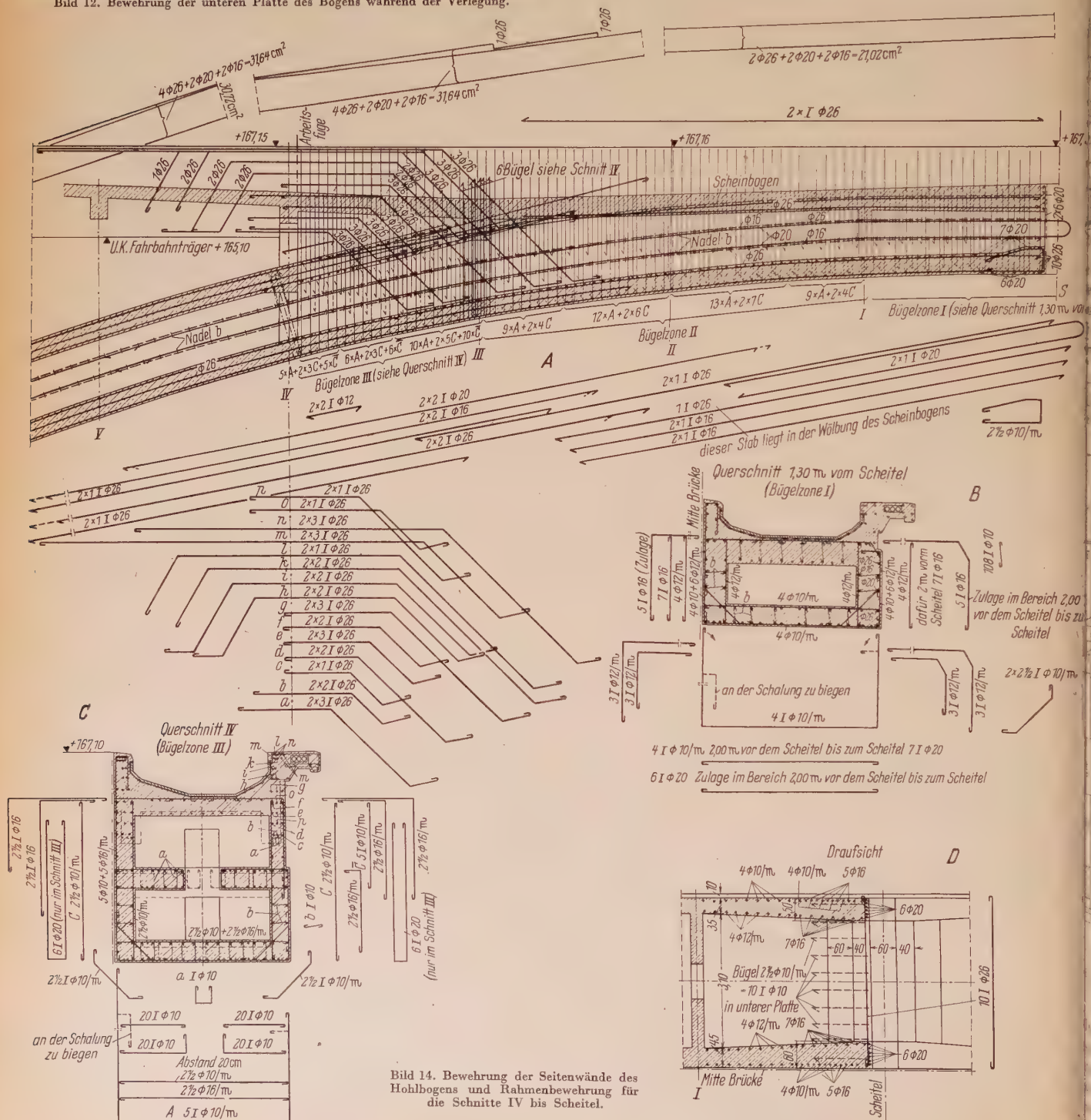
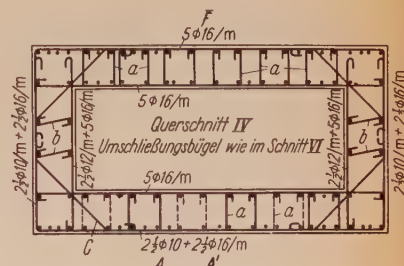
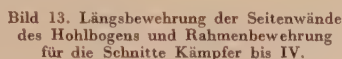


Bild 14. Bewehrung der Seitenwände des Hohl Bogens und Rahmenbewehrung für die Schnitte IV bis Scheitel.

wirkenden Hohlquerschnittes ist aus Bügeln $\varnothing 10, 12$ oder 16 mm gebildet, die den ganzen Querschnitt, an den Außenwänden liegend, umfassen. An den Innenwänden liegen zur Aufnahme der dort auftretenden Zugkräfte Bewehrungsstäbe mit den gleichen Durch-



Am Übergang der Fahrbahn auf den Bogen bei Punkt IV (Bild 10) ist im Gleis Bebra—Guntershausen die obere Platte des Bogens symmetrisch zur Achse in zwei spitzwinklig auseinanderlaufende Teile aufgespalten. Die Bewehrung der oberen Platte paßt sich dieser

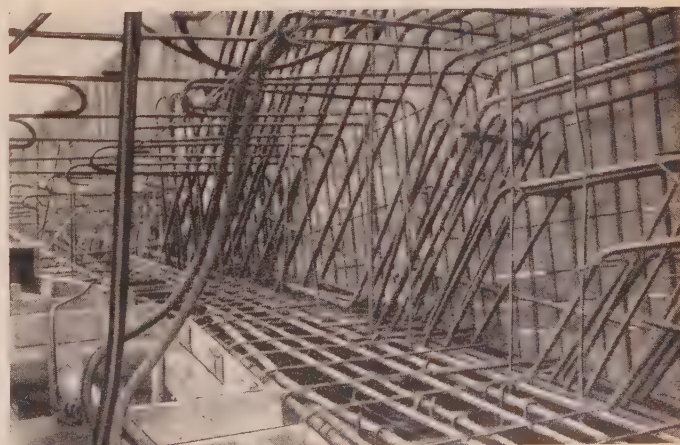


Bild 16 a und b. Bewehrung der aufgespaltenen oberen Bogenplatte und Schubbewehrung der Seitenwand.

15. Bewehrung der Zugriegel zwischen den Schnitten III und IV im Gleis Bebra—Guntershausen und ihre Verankerung in den Seitenwänden.

Die Längsbewehrung der Platten des Hohlbogens ist der Beanspruchung entsprechend gestaffelt (Bild 11). Sie besteht aus Stahlnägeln I mit Durchmessern von 16, 20, 26 und 32 mm. Ihre Abstände sind durch Übergreifen gedeckt. Die obere und untere Plattenbewehrung sind mit kleinen Bügeln (a) und Nadeln (b) zusammengefaßt (Bild 12), die auch in der Bewehrung der Seitenwände (Bild 13 und 14) angeordnet sind. Die Querbewehrung des als Rahmen

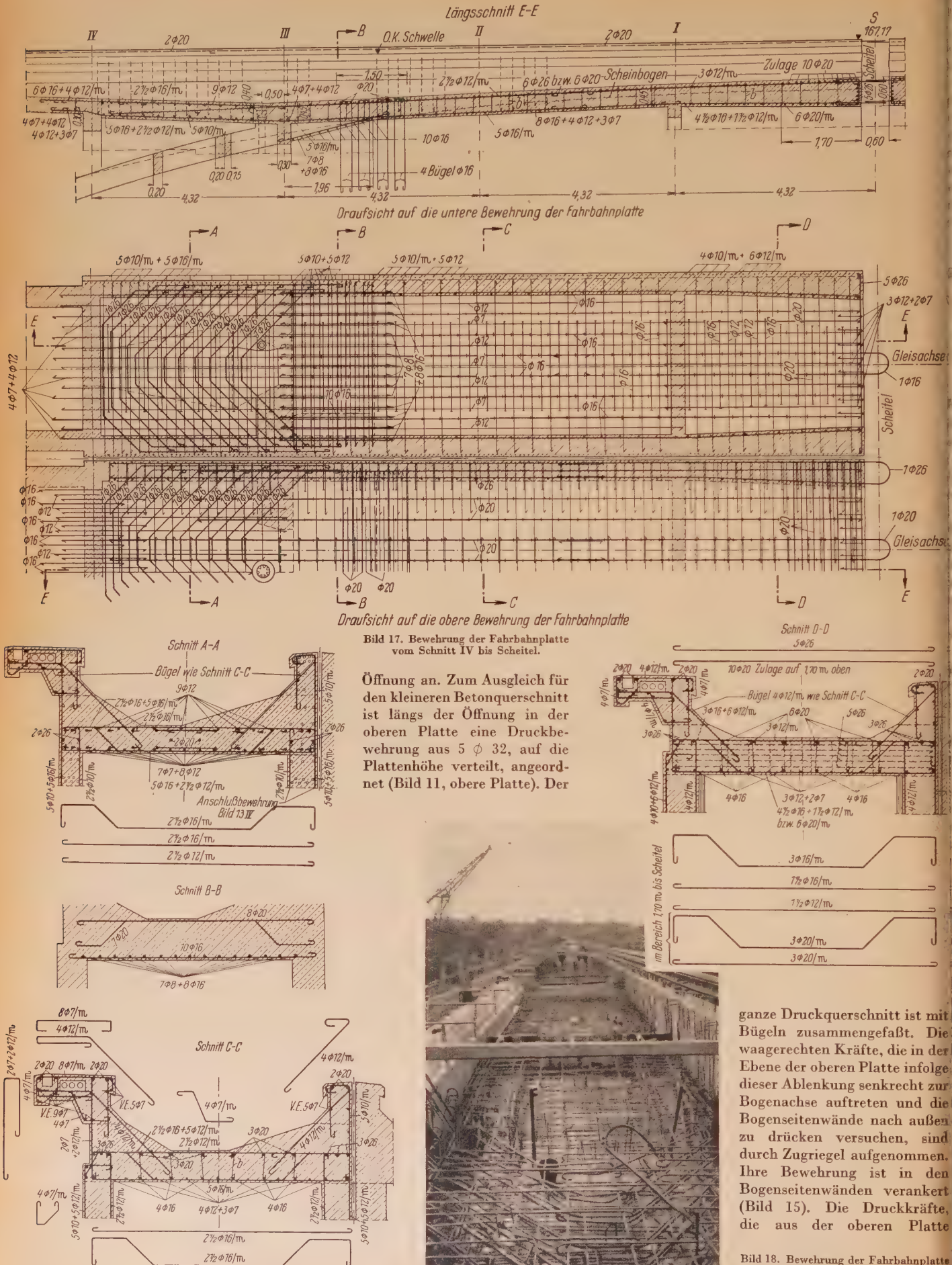


Bild 18. Bewehrung der fahrbahnplatte am Übergang auf den Bogen.

lief zur Brückenachse in die Seitenwände übergehen, werden durch eine kräftige Schubbewehrung (ϕ 26) bis in die Höhe der darüberliegenden Fahrbahnplatte verteilt (Bild 16a und b, auch Bild 14). Soweit diese Kräfte nicht unmittelbar hinter Schnitt III aus den Seitenwänden wieder in die obere Platte Bogen, die hier gleichzeitig Fahrbahnplatte ist, abwandern, eine Schubbewehrung von je 12 ϕ 26 an der Ober- und Unterseite der Fahrbahnplatte im Feld IV—III (Bild 17, Schnitt A—A) die Überleitung in die Ebene der zum Scheitel hin anschließenden Bogenplatte (Bild 18). Die plötzliche im Schnitt III auftretende Richtungsänderung der nicht in die Seitenwände übergehenden Druckkräfte aus der oberen Bogenplatte erzeugt nach gerichtete Umlenkkräfte. Diese beanspruchen die Fahrbahnplatte rechts von Schnitt III auf Biegung. Eine in der Bogen- bzw.

Fahrbahnplatte oben angeordnete Bewehrung, die auf eine Länge von 1,5 m verteilt ist (s. Bild 17 Schnitt B—B), übernimmt diese Kräfte und leitet sie in die Seitenwände ab, in denen die Bügelbewehrung die Verankerung mit der unteren Bogenplatte herstellt. Die ebenfalls nach oben gerichteten Umlenkkräfte in den Seitenwänden selbst werden bei Schnitt III durch je 6 Bügel ϕ 20 aufgenommen und abgeleitet. Um den Anschluß der auseinandergezogenen Plattenteile (zwischen III und IV in Höhe der Zugriegel) an die Fahrbahnplatte rechts vom Schnitt III zu sichern, wurde der schräge Zwickel rechts von der Querwand III in ganzer Breite auf eine Länge von 1,81 m (s. Bild 15) ausbetoniert. Links wurde durch Anordnung von Vouten die bei Schnitt IV vorhandene Breite von $2 \times 1,15$ m hergestellt.

(Fortsetzung folgt).

Das Zusammenwirken alter und neuer Tragwerksteile im Stahlbeton unter Dauerlast¹⁾.

Von Prof. Dr.-Ing. Hermann Craemer, Alexandria.

Zusammenfassung: Die Verteilung der Spannungen auf alten und neuen Beton bei Querschnittsverstärkungen unter kurzzeitiger Belastung und die unter Dauerbelastung und Schwindung entstehenden Spannungsumlagerungen werden beschrieben. Ferner werden Angaben über die Spannungsumlagerungen gemacht, die in statisch unbestimmten Tragwerken entstehen, wenn einzelne Teile derselben für sich ausgerüstet und erst später verbunden werden.

Wirkungsweise von Verstärkungen und Systemerweiterungen.

Verstärkt man einen Stahlbetonquerschnitt, weil er sich für die Belastungen als zu schwach erwiesen hat oder diese sich gegenüber ursprünglich vorgesehenen erhöht haben, so sind die alten und neuen Querschnittsteile in verschiedenartiger Weise beansprucht. Ist in dem einfachen Falle, daß eine Stütze mittig belastet ist, durch eine Ummantelung mit gleicher Schwerpunktlage verstärkt wird, sind die Spannungen im Kern andere als in der Ummantelung. Denn derjenige Teil der Gesamtlast, der schon vor Herstellung der Verstärkung vorhanden war, wirkt nur auf den inneren, alten Teil der Stütze, während die nach der Verstärkung aufgetragenen Lasten sowohl den alten wie den neuen Teil beanspruchen. Eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Beanspruchungen zu erreichen, entlastet man deshalb während der Verstärkungsarbeiten das betreffende Bauglied soweit als möglich. Die Verteilung der Spannungen über die beiden Querschnittsteile läßt sich auf Grund der Elastizitätslehre ohne Schwierigkeit bestimmen.

Man verhalten sich aber der alte und der neue Beton verschieden: Die Verformungen, von denen die Spannungsverteilung abhängt, hängen nicht allein im Augenblick der Belastung, sondern nehmen, wenn es sich um eine Dauerbelastung handelt, mit der Zeit erheblich zu. Diese plastische Dauerverformung, das sogenannte Kriechen, ist im neuen Beton stärker als im alten; die Folge ist die Spannungsumlagerung im Querschnitt, bei der sich die Spannungen im alten und neuen Beton mit der Zeit teilweise, aber keineswegs völlig ausgleichen; es wandert nämlich ein Teil der vor der Verstärkung im alten Querschnittteil wirkenden Last in den neuen hinüber. Demgegenüber hat die nach der Verstärkung aufgetragene und neuen Beton gleichzeitig aufgetragene Last das Bestreben, den alten, sich weniger verformenden Beton überzugehen. Auch diese Erscheinungen lassen sich theoretisch verfolgen, wenn man das Kriechgesetz durch eine Annahme über den zeitlichen Verlauf der Dauerverformungen ergänzt.

Man ist aber auch das Schwinden der beiden verschiedenen alten Querschnittsteile ungleichartig: alter Beton schwindet weniger als neuer. Durch das stärkere Schwinden des neuen Betons preßt dieser gegen den alten zusammen, erzeugt in ihm also mit der Zeit anwachsende Druckspannungen, während er seinerseits eine Druckverminderung erfährt. Diese Vorgänge unterliegen ganz ähnlichen Gesetzen wie die Spannungsumlagerungen infolge Dauerverformung.

Bei den bisher geschilderten Erscheinungen haben wir uns an den Spannungszustand gedacht, also an Beanspruchungen, die vom Spannungszustand weit entfernt sind. Tritt aber eine Überlastung ein, geht die in der Elastostatik vorausgesetzte Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung sowohl für die sofort eintretenden als für die Dauerverformungen verloren. In den überlasteten Teilen treten dann die Formänderungen rascher als die Spannungen; die Formänderungen aber den mit ihnen verbundenen, zunächst

geringer beanspruchten Querschnittsteilen aufzwingen, wandert die Belastung von den hoch beanspruchten in die minder beanspruchten Teile ab und es vollzieht sich ein weiterer Ausgleich. Was wir hier für Verstärkungen von Querschnitten auseinandergesetzt haben, gilt in ähnlicher Weise, wenn ein Tragwerk erweitert wird, z. B. dadurch, daß man an einen bereits fertigen und gegebenenfalls belasteten durchlaufenden Balken weitere Felder anschließt. Hier sind die Beanspruchungen zunächst anders, als wenn man von vornherein das ganze Tragwerk hergestellt und belastet hätte; mit der Zeit vollzieht sich aber ein Ausgleich in der Weise, daß zuletzt sich das verschiedene Alter der beiden Tragwerksteile fast nicht mehr geltend macht.

Auch wenn von vornherein beabsichtigt ist, einen Querschnitt in mehreren Arbeitsgängen aus einzelnen Teilen zusammenzusetzen, gelten natürlich die gleichen Gesetze für die Wirksamkeit der einzelnen Teile wie bei Verstärkungen; dies gilt insbesondere für die Herstellung von Gewölben in mehreren übereinander oder auch nebeneinander liegenden Ringen. Im folgenden werden die geschilderten Wirkungen genauer betrachtet.

2. Spannungen unmittelbar nach der Verstärkung.

Es sei ein Querschnitt F_a nach Bild 1 gegeben, der durch einen neuen Querschnittsteil F_n derart verstärkt wird, daß beide den gleichen Schwerpunkt haben; die Belastung möge vor und nach der Verstärkung mittig angreifen. Greift vor der Verstärkung am alten Querschnittsteile eine Kraft N_{aa} an, so ist die Spannung

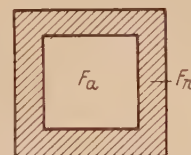


Bild 1.
Verstärkter Querschnitt.

$$\sigma_{aa} = \frac{N_{aa}}{F_a}, \quad \dots \quad (1)$$

Hier und im folgenden bezeichnet stets der erste Index die Ursache (a = alte Belastung vor der Verstärkung, n = neue Belastung nach der Verstärkung, s = Schwinden), der zweite den Ort der Wirkung (a = alter, n = neuer Querschnittsteil). Streng genommen handelt es sich hierbei um ideale Spannungen, da die Spannungen der Bewehrung im Verhältnis $n = E_s : E_b$ der Elastizitätsmoduln größer sind als die des Betons.

Den neuen Querschnittsteil F_n beziehen wir durch

$$F_n = \varrho F_a \quad \dots \quad (2)$$

auf den alten. Die nach seiner Fertigstellung aufgetragene Last wirkt auf beide Teile zusammen und wird deshalb mit $N_{n,a+n}$ bezeichnet; wenn wir von einer Verschiedenheit der Elastizitätsmoduln im alten und neuen Beton absehen, die sich aber leicht berücksichtigen ließe, so erzeugt sie in den beiden Teilen gleiche Spannungen, nämlich

$$\sigma_{na} = \sigma_{nn} = \frac{N_{n,a+n}}{(1 + \varrho) F_a} = \sigma_{n,a+n} \quad \dots \quad (3)$$

Wir setzen nun

$$N_{n,a+n} = \nu N_{aa}, \quad \dots \quad (4)$$

beziehen also durch den eingeführten Beiwert die nach der Verstärkung hinzutretende Last auf die bereits vorher wirkende. Hätte man die Verstärkung unterlassen, so würde unter der Gesamtlast von $(1 + \nu) N_{aa}$ im alsdann allein vorhandenen alten Querschnittsteile eine Spannung

$$\sigma_a = \frac{(1 + \nu) N_{aa}}{F_a}$$

¹⁾Siehe hierzu: Craemer, The interplay of concrete of different ages in structural members, J. Inst. Struct. Engrs. 30 (1952).

bestehen; mit Verstärkung findet man sie dagegen aus den Gln. (1), (3) und (4) zu

$$\sigma_{a+n,a} = \left(1 + \frac{\nu}{1+\varrho}\right) \frac{N_{aa}}{F_a}$$

Dividiert man die beiden letzten Gleichungen durch einander, so erhält man

$$\gamma = \frac{\sigma_{a+n,a}}{\sigma_a} = \frac{1+\varrho+\nu}{1+\varrho+\nu+\varrho\nu} \quad (5)$$

Die Zahl γ gibt an, in welchem Verhältnis die Spannung durch die Verstärkung herabgesetzt wird. Ohne Verstärkung, also mit $\varrho = 0$, wird $\gamma = 1$. Dasselbe erhält man aber auch mit $\nu = 0$; wird also die ganze Belastung schon aufgebracht, bevor der Querschnitt vergrößert wird, so bleibt alles beim alten und die Verstärkung ist zunächst nutzlos. Bringt man hingegen die ganze Last erst nachher auf, entlastet man den Querschnitt also während der Bauarbeiten vollständig, so wird $\nu = \infty$ und $\gamma = 1/(1+\varrho)$.

Die gleichen Gesetze gelten bei Beanspruchung durch Biegemomente M , sofern die Verstärkung mit gleicher Schwerpunktslage vorgenommen wird; unter ϱ ist dabei aber das Verhältnis $I_n : I_a$ der Trägheitsmomente zu verstehen. Die Spannungen im Abstand y von der gemeinsamen Null-Linie sind dann, wenn man sinngemäß die gleichen Bezeichnungen verwendet, wie früher:

$$\sigma_{aa} = \frac{M_{aa} y}{J_a} \quad (6)$$

und

$$\sigma_{na} = \sigma_{nn} = \frac{M_{n,a+n} y}{(1+\varrho) J_a} \quad (7)$$

3. Spannungsumlagerungen im elastischen Zustand.

a) Zeitlicher Verlauf der Dauerverformungen. Die unter Augenblicksbelastung eintretende Verkürzung ε_0 je Längeneinheit setzen wir gemäß dem Hookeschen Gesetz

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E} \quad (8)$$

Was die Dauerverformungen angeht, so wurde mehrfach die Behauptung aufgestellt, daß die Spannungsumlagerungen nicht vom zeitlichen Verlauf, sondern nur vom Endwert der Dauerverformung abhängen, d. h. von dem Maß, in dem sich die anfängliche Verformung ε_0 bis zum Ende einer in gleicher Stärke fortwirkenden Belastung erhöht. Ich habe an anderer Stelle²⁾ nachgewiesen, daß diese Ansicht stets dann irrig ist, wenn mehrere zeitlich verschieden begrenzte Vorgänge sich überlagern, z. B. der von Anfang an wirkende Schwindvorgang und eine erst später aufgebrachte Belastung oder eine nachträgliche Verstärkung.

Wir sind daher genötigt, eine mathematisch ausdrückbare Annahme über den zeitlichen Verlauf des Kriechens zu machen; hierbei ist es zweckmäßig, die Kriechgeschwindigkeit, d. h. die Zunahme der Verformung in der Zeiteinheit zugrunde zu legen. Wir schreiben daher (s. Bild 2)

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \varepsilon_0 \frac{\varphi}{u} e^{-t/u} \quad (9)$$

oder für die Rechnung bequemer

$$\frac{d\varepsilon}{d\vartheta} \varepsilon_0 \varphi e^{-\vartheta}, \quad \vartheta = t/u. \quad (10)$$

Hierin ist t das Alter des Betons bei ungestörter Erhärtung, nicht etwa die Dauer der Belastung. Wird die Erhärtung verzögert, etwa durch kaltes Wetter, so wäre t kleiner anzusetzen als das wahre

Alter³⁾. Mit wachsendem t nimmt also unter gleicher Belastung die Kriechgeschwindigkeit ab, d. h. es kommt in der Gleichung die Versuchstatsache zum Ausdruck, daß junger Beton stärker kriecht als älterer. Man sieht insbesondere, daß mit $t = \infty$ das Kriechen überhaupt aufhört.

Die Bedeutung des Beiwertes φ erkennen wir, wenn wir die Verformung infolge einer zwischen den Zeitpunkten $t = t_1$ und $t = t_2$ wirkenden Belastung betrachten. Die während dieser Zeit entstehende Dauerverformung erhält man nämlich durch Integration zu

$$\varepsilon_{1-2} = \varepsilon_0 \varphi (e^{-\vartheta_1} - e^{-\vartheta_2});$$

vergleiche die schraffierte Fläche in Bild 2; ϑ_1 und ϑ_2 haben die aus

Gl. (10) ersichtliche Bedeutung. Setzt man insbesondere $\vartheta_1 = 0$ und $\vartheta_2 = \infty$, betrachtet also eine von Anfang an unbegrenzt fortwirkende Belastung, so wird

$$\varepsilon_0 - \infty = \varphi \varepsilon_0. \quad (11)$$

Demnach ist φ das Maß, um das sich in diesem ungünstigsten Fall die Augenblicksverformung vervielfacht.

Der Wert u hat die Dimension einer Zeit. Man ersieht seine Bedeutung aus der Kriechgeschwindigkeit zur Zeit $t = 0$. Diese beträgt

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\varepsilon_0 \varphi}{u},$$

s. Bild 2; die Größe u ist also umgekehrt proportional der Anfangsgeschwindigkeit bei Belastung unmittelbar nach Erhärtung. Man beachte, daß die Endwerte des Kriechens durch u nicht beeinflusst werden. Die Größe u gibt also die Möglichkeit, innerhalb der Vielzahl der an sich möglichen Exponentialkurven diejenige auszuwählen, die sich den Versuchsergebnissen am besten anpaßt. Im rohen Durchschnitt kann

$$u = 100 \text{ Tage} \quad (12)$$

angesetzt werden.

Eine eingehendere Begründung für die Wahl des durch die Gl. (10) ausgedrückten Gesetzes findet man in einer Abhandlung des Verfassers⁴⁾.

b) Spannungen infolge vor der Verstärkung aufgebrachter und nach ihr fortwirkender Belastung. Wir untersuchen wieder die zentrisch Verstärkung einer Stütze bei Beanspruchung durch eine Normalkraft N . Der Altersunterschied beider Querschnittsteile sei $t_0 = \vartheta_0$, das jeweilige Alter des neuen Betons sei t , dasjenige des älteren den nach $t + t_0$. Die Verformung des alten Betons nimmt dann nach der Verstärkung während eines Zeitdifferentials dt um den Betrag

$$d\varepsilon_{aa} = \frac{d\sigma_{aa}}{E} + \frac{\sigma_{aa}}{Eu} \varphi e^{-(\vartheta+\vartheta_0)} dt$$

zu; das erste Glied ist die Augenblicksverkürzung infolge der um $d\sigma_{aa}$ veränderten Beanspruchung, das zweite die Dauerverformung gemäß Gl. (10). Statt dessen kann man auch schreiben

$$d\varepsilon_{aa} = d\sigma_{aa} + \varphi \sigma_{aa} e^{-(\vartheta+\vartheta_0)} d\vartheta. \quad (13)$$

Entsprechend wird für den neuen Querschnittsteil

$$d\varepsilon_{an} = d\sigma_{an} + \varphi \sigma_{an} e^{-\vartheta} d\vartheta. \quad (14)$$

Bleibt nun während der Spannungsumlagerung die Normalkraft unverändert, so ist $d\sigma_{aa} + \varrho d\sigma_{an} = 0$ oder integriert $\sigma_{aa} + \varrho \sigma_{an} = \sigma_{aa0}$.

Hierin ist σ_{aa0} die im alten Stützenteil vorhandene Spannung für $t = 0$; zu dieser Zeit ist nämlich noch keine Last in den neuen Teil übergegangen, so daß $\sigma_{an} = 0$ und $\sigma_{aa} = \sigma_{aa0}$ sein muß.

Bei baulich richtiger Herstellung ist ferner $d\varepsilon_{an} = d\varepsilon_{aa}$, d. h. alte und neue Querschnittsteile können sich nur gemeinsam verformen. Berücksichtigt man dies in den Gl. (13) und (14) und setzt außerdem Gl. (16) dort ein, so erhält man eine Differentialgleichung zwischen σ_{aa} und ϑ ; ihre Lösung ist mathematisch nicht ganz einfach und wurde in der bereits genannten Arbeit⁴⁾ abgeleitet. Da die Spannungsumlagerung vom Verstärkungsmaß ϱ , dem Endwert des Kriechens φ , dem Altersunterschied ϑ_0 und dem erreichten Alter abhängt, schreiben wir sie für unsere Zwecke in der Form

$$\sigma_{aa}/\sigma_{aa0} = f_{aa}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta), \quad (15)$$

für die wir später eine zahlenmäßige Auswertung mitteilen werden; entsprechend gilt für die Spannung im neuen Teil

$$\sigma_{an}/\sigma_{aa0} = f_{an}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta). \quad (16)$$

Genau die gleichen Zusammenhänge gelten für Biegespannungen, wenn die Null-Linie des alten und neuen Querschnittfeldes zusammenfallen und $\varrho = I_n/I_a$ definiert wird.

c) Spannungen bei Dauerbelastung des verstärkten Querschnitts. Ähnliche Spannungsumlagerungen, wie wir sie im vorigen Abschnitt bei Belastung des alten Querschnittsteiles beschrieben haben, vollziehen sich auch, wenn nach Erhärtung der Verstärkung der gebildete Gesamtquerschnitt belastet wird. Im Augenblick, wo die „Neulast“ aufgebracht wird, ist die Spannung in beiden Querschnittsteilen gleich der Spannung $\sigma_{n,a+n}$ nach Gl. (3). Die dann einsetzende Mehrbeanspruchung des wegen kriechenden, älteren Betons hängt außer von den Größen t und t_0 bzw. ϑ und ϑ_0 , die bereits definiert wurden, auch von der Zeit $t_n = u\vartheta_n$ ab, die von der Erhärtung des neuen Querschnittsteils zum Belastungsbeginn verstreicht.

²⁾ Craemer, Die Spannungsumlagerungen infolge Dauerplastizität und Schwinden in Stahlbetonstützen und anderen Tragwerken; B. u. E. 43 (1944), Heft 1/2, S. 9...12.
³⁾ Rüsche, B. u. St. 45 (1950), Heft 5, S. 108...116.

⁴⁾ Craemer, Spannungsumlagerungen in Stahlbetontragwerken, die nachträglich verstärkt oder abschnittsweise hergestellt werden; Ing. Arch. 14 (1943), S. 119...135.

Die Lösung kann auf ähnliche Weise wie bei Altlast gewonnen geschrieben werden

$$\sigma_{na}/\sigma_n, a+n = f_{na}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta_n, \vartheta), \quad (19)$$

$$\sigma_{nn}/\sigma_n, a+n = f_{nn}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta_n, \vartheta). \quad (20)$$

hierfür werden wir Zahlenwerte angeben.

Zeitlicher Verlauf des Schwindens. Für den zeitlichen Verlauf des Schwindvorganges wählen wir ein der Gl. (10) analoges Gesetz

$$\frac{d\varepsilon_s}{d\vartheta} = \beta e^{-\vartheta}, \quad \vartheta = t:u. \quad (21)$$

in ist ε_s die auf die Längeneinheit bezogene Verkürzung, die Betonkörper bei ungehemmtem Schwinden nach der Zeit t ert. Das Zeitmaß u hat dieselbe Bedeutung, wie sie für Gl. (9) (10) in Abschnitt 3a erläutert wurde; in der späteren Auswertung werden wir der Einfachheit wegen u für Dauerverformung Schwinden als gleich voraussetzen. Durch Integration in Grenzen $0 \leq \vartheta \leq \infty$ erhält man $\varepsilon_s = \beta$; die Zahl β ist also die unendlicher Zeit durch den Schwindvorgang bewirkte Zusammenziehung. Wir führen ferner noch durch

$$\sigma_s = E\beta \quad (22)$$

ideelle Zugspannung ein, die ein Betonkörper erleiden würde, wenn er durch Festhalten seiner Enden völlig am Schwinden behindert und dabei nicht durch Kriechen entlastet würde.

Schwindspannungen im verstärkten Querschnitt. Die Verkürzung alten Querschnittsteiles infolge des Schwindens und der hierdurch hervorgerufenen Spannungen nimmt nun während des Zeitdifferentials $dt = u d\vartheta$ zu um

$$d\varepsilon_{sa} = \frac{d\sigma_{sa}}{E} + \left(\varphi \frac{\sigma_{sa}}{E} + \beta \right) e^{-(\vartheta + \vartheta_0)} d\vartheta;$$

in ist das erste Glied der rechten Seite die Augenblicksverkürzung infolge der um $d\sigma_{sa}$ veränderten Spannung, das zweite ist die Dauerverformung unter der Spannung σ_{sa} und das dritte die Schwindverkürzung. Statt dessen kann man auch schreiben

$$E d\varepsilon_{sa} = d\sigma_{sa} + (\varphi \sigma_{sa} + \sigma_s) e^{-(\vartheta + \vartheta_0)} d\vartheta \quad (23)$$

entsprechend für den neuen Beton

$$E d\varepsilon_{sn} = d\sigma_{sn} + (\varphi \sigma_{sn} + \sigma_s) e^{-\vartheta} d\vartheta. \quad (24)$$

ähnlich wie bei Gl. (15) gilt auch hier

$$d\sigma_{sa} + \varrho d\sigma_{sn} = 0.$$

Setzt man dies in den Gln. (23) und (24) ein und setzt ferner wegen gemeinsamen Formänderung $d\varepsilon_{sa} = d\varepsilon_{sn}$, so erhält man

Differentialgleichung für σ_{sa} oder σ_{sn} . Wir schreiben ihre Lösung in der Form

$$\sigma_{sa}/\sigma_s = f_{sa}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta) \quad (25)$$

$$\sigma_{sn}/\sigma_s = f_{sn}(\varrho, \varphi, \vartheta_0, \vartheta) \quad (26)$$

werden sie später auswerten.

Auswertung. Im folgenden sollen die in den Abschnitten b), c) und e) in Form der Gln. (17), (18), (19), (20), (25) und (26) gegebenen Angaben für einige charakteristische Fälle ausgewertet werden. Das Kriechmaß werden wir dabei mit $\varphi = 4$ einsetzen. Schwindspannungen beziehen wir durch Gl. (27)

$$\sigma_s = \lambda \sigma_{aa0} \quad (27)$$

die im alten Querschnittsteil ursprünglich vorhandene Beanspruchung, da es besonders lehrreich ist, die Beanspruchungen auf Schwinden und Belastung gegeneinander abzuwägen. Für eine größere Stärke des Schwindvorganges ist nun etwa $\sigma_s = 60 \text{ kg/cm}^2$, (wie an anderer Stelle⁴⁾ auseinandergesetzt habe. Dies ist aber gleichzeitig ungefähr die Beanspruchung einer Stütze unter normalen Verhältnissen, so daß man mit $\lambda = 1$ eine die Praxis gut wiederernde Verhältniszahl bekommt. Zum Vergleich sind auch die Werte für $\varphi = 0$ und $\lambda = 0$, also für einen Beton, der entweder keine Dauerverformung hat oder nicht schwindet, mit angegeben. Den Skizzen stellen stets die vollen Linien die Beanspruchung im alten, die gestrichelten die Beanspruchung im neuen Querschnittsteil dar.

Bild 3 bezieht sich auf die Beanspruchungen infolge vor der Verstärkung aufgebracht Last und Schwinden nach den Gln. (17), (22), (25), (26) und (27) und vermittelt zunächst eine Vorstellung über den zeitlichen Verlauf an sich, d. h. den Einfluß der zeitlichen ϑ . Dabei wurde $F_n = F_a$, also $\varrho = 1$, sowie $\vartheta_0 = 1$, nach Gl. (12) ein Altersunterschied von, grob gerechnet, 100 Tagen angenommen. Wie man sieht, sind mit $\vartheta = 2$ oder 200 Tage in der Verstärkung die Spannungumlagerungen im wesentlichen abgeschlossen. Man sieht ferner, wie, falls der Beton nicht kriecht, schwindet ($\varphi = 0$, $\lambda = 1$), der alte Querschnittsteil immer

stärker gedrückt wird, während der neue gezogen wird, so daß die Verstärkung für den Gebrauchszustand überhaupt wertlos ist (nicht dagegen für den Bruchzustand!). Bezieht man die Dauerverformung mit in die Betrachtung ein ($\varphi = 4$), so nimmt die Spannung im alten Beton ab, im neuen zu, bleibt aber im ersteren selbst dann, wenn der Beton nicht schwindet, noch dreimal so groß wie in letzterem; der Ausgleich ist also nicht annähernd vollkommen.

In den folgenden Bildern sind nur die Endwerte der Um-

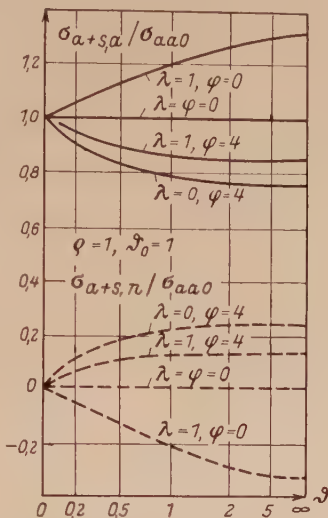


Bild 3. Spannungsumlagerung aus Altlast und Schwinden, zeitlicher Verlauf.

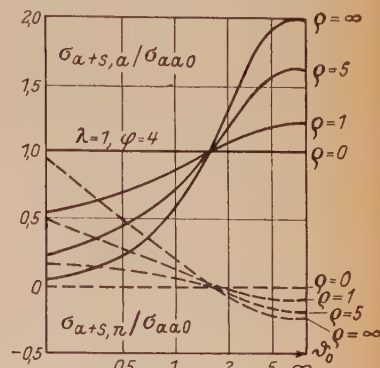


Bild 4. Wie Bild 3, Einfluß des Verstärkungsmaßes

lagerung angegeben, d. h. es wurde $t = \vartheta = \infty$ gesetzt. Bild 4 bezieht sich wieder auf die Dauerbelastung des alten Querschnitts und auf das Schwinden; es behandelt den Einfluß der Größe ϱ ,

also des Verstärkungsmaßes und des durch ϑ_0 ausgedrückten Altersunterschiedes; im übrigen wurde wieder $\varphi = 4$, $\lambda = 1$ angenommen. Bei geringerem Altersunterschied, $\vartheta_0 < 1,6$, ist der Ausgleich der Beanspruchungen um so deutlicher, je größer das Verstärkungsmaß ist. Darüber hinaus, bei $\vartheta_0 > 1,6$, also bei Altersunterschieden von mehr als etwa 160 Tagen, zeigt sich dagegen wieder der schädliche Einfluß des Schwindens, indem der alte Querschnitt belastet wird statt entlastet, und zwar um so mehr, je größer der Anteil des neuen Betons ist.

Die Endwerte der Spannungsumlagerungen unter einer nach der

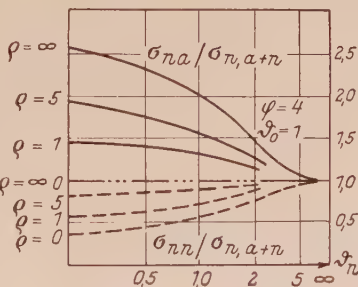


Bild 5. Endwerte der Umlagerung.

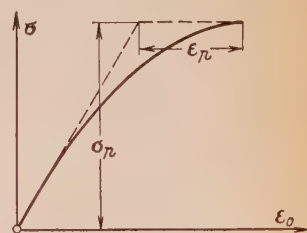


Bild 6. Spannungs-, Dehnungsgesetz.

Verstärkung aufgetragenen Belastung sind in Bild 5 dargestellt; als Altersunterschied wurde $\vartheta_0 = 1$ angenommen. Nach den Gln. (19) und (20) spielt hier auch die Zeit $t_n = u \vartheta_n$, also das Erhärtungsalter des neuen Betons bei Beginn seiner Belastung eine Rolle. Wartet man damit etwa 500 Tage, ist also etwa $\vartheta_n = 5$, so tritt keine Spannungsumlagerung mehr ein und die Dauerlasten verhalten sich wie Augenblickslasten. Bei frühzeitiger Belastung hingegen — und diese wird die Regel sein — geht ein erheblicher Teil der neuen Belastung in den älteren Querschnittsteil über. Wird der Altersunterschied größer, z. B. $\vartheta_0 = 10$, so wird diese Erscheinung noch ausgeprägter, siehe die Darstellung in Bild 4.

4. Spannungsumlagerungen bei Überlastung.

Beton gehorcht nicht dem Hookeschen Gesetz. Seine Spannungsdehnungslinie für Augenblicksverformung hat vielmehr etwa die in Bild 6 angegebene Gestalt. Für die mathematische Behandlung und auch für die bloße Deutung der Vorgänge bequemer ist es, wenn man nach der punktierten Linie einen rein elastischen und

einen rein plastischen Bereich der Verformungen, d. h. die ansteigende und die waagerechte Strecke unterscheidet. Der erstere Ast war in Form der Gl. (8) und (9) den bisherigen Untersuchungen zugrunde gelegt worden. Den plastischen Bereich kann man mindestens mit $\varepsilon_p = 0,001$ annehmen; verhindert man die Querdehnung des Betons, insbesondere durch Umschnürung, so wird ein Mehrfaches dieses Wertes erreicht.

Es möge nun eine Stütze durch Altlast, Neulast und Schwinden nach einer gewissen Zeit gewisse Spannungen σ_a im alten und σ_n im neuen Teil des Querschnitts erreicht haben. Nunmehr möge eine zusätzliche Belastung ΔN wirken und so lange gesteigert werden, bis der Bruch eintritt. Da $\sigma_a > \sigma_n$, erreicht der ältere Beton zuerst die Prismenfestigkeit σ_p . Das bedeutet aber noch nicht den Bruchzustand; vielmehr verformt er sich jetzt plastisch, während der neuere Beton noch elastisch bleibt (Bild 7).

Ist nun der waagerechte Abstand der beiden Verformungslinien höchstens gleich ε_p , so wird der neuere Beton den älteren einholen und seinerseits die Prismenfestigkeit erreichen. Erst dann ist eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich; die verstärkte Säule hat also dieselbe Tragfähigkeit, als wenn sie von vornherein mit dem vergrößerten Querschnitt hergestellt worden wäre.

Damit man in dieser Weise für den Bruchzustand die Stütze ohne Rücksicht auf die anfangs verschiedenartige Beanspruchung ihrer Querschnittsteile berechnen darf, muß

$$\varepsilon_p \geq \frac{\sigma_a - \sigma_n}{E}$$

sein, wie man aus Bild 7 ersieht. Mit der sehr ungünstigen Annahme $\sigma_a - \sigma_n = 100 \text{ kg/cm}^2$ und einem Elastizitätsmodul $E = 200\,000 \text{ kg/cm}^2$ folgt hieraus $\varepsilon_p = 0,0005$, also ein Maß, das immer erreicht wird. Im Bruchzustand ist also das Verhalten einer Stütze unabhängig vom Altersunterschied ihrer Querschnittsteile und der Reihenfolge und Dauer der einzelnen Belastungen.

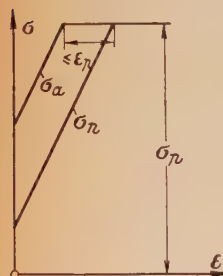


Bild 7.

Spannungsverlauf bei Überlastung.

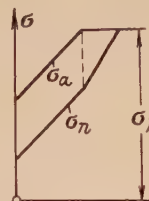


Bild 8.

Bild 8 zeigt noch die allmählich anwachsenden Beanspruchungen in ihrer Abhängigkeit von der Laststeigerung ΔN . Solange beide Querschnittsteile sich noch im elastischen Zustand befinden, sind die Linien σ_a und σ_n parallel. Ist aber $\sigma_a = \sigma_p$ geworden, im alten Beton also keine Laststeigerung mehr möglich, so steigt jetzt σ_n rascher an, bis auch die Verstärkung mit der Prismenfestigkeit

beansprucht ist; damit ist dann die Höchstlast erreicht. Da in Wirklichkeit die Spannungsdehnungslinie in Bild 6 ausgerundet ist, haben auch die in Bild 7 und 8 vorhandenen Ecken genau genommen Ausrundungen.

5. Abschnittsweise Herstellung statisch unbestimmter Tragwerke.

Statisch unbestimmte Tragwerke, besonders durchlaufende Balken, werden häufig in zwei oder mehr Abschnitten ausgeführt, wobei die Fugen zwischen den Abschnitten erst nach dem Ausrüsten geschlossen werden. Besonders beliebt ist dieses Verfahren bei zweifeldrigen Dachbindern und Brückenfeldern.

Schließt man hier die Fuge über der Mittelstütze erst nach der Ausrüstung beider Felder, so entsteht aus Eigengewicht g zunächst überhaupt kein Stützenmoment. Da beim Zweifeldträger gerade das Stützenmoment sehr groß ist und oft konstruktive Schwierigkeiten bereitet, hofft man auf diese Weise eine wertvolle Reserve für die Aufnahme der später hinzutretenden Nutzlast p zu gewinnen, siehe Bild 9.

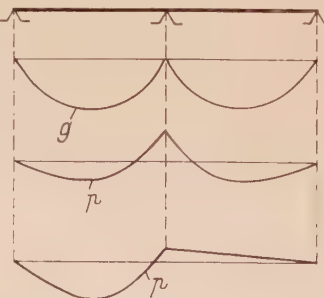


Bild 9.

Momente bei abschnittsweiser Herstellung.

teilweise im Augenblick der Belastung, hier also des Ausrüstens. Ist in diesem Augenblick der Beton noch verhältnismäßig jung, so tritt vielmehr der größte Teil der Formänderung erst lange Zeit nach dem Ausrüsten auf. Schließt man nun die Fuge bald nach der Absenkung, so wirkt somit der größte Teil der Verformungen bereits auf das statisch unbestimmte Tragwerk.

Die genauere Untersuchung⁴⁾ zeigt, daß dann das Stützenmoment, das man beseitigen wollte, nach einiger Zeit in fast voller Höhe

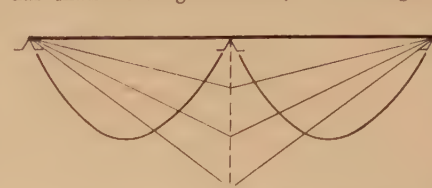


Bild 10.

Kriecheinfluß bei abschnittsweiser Herstellung.

auftritt; es verschiebt sich also die Schlußlinie infolge Eigengewichts nach und nach, wie es Bild 10 angibt.

Wollte man dagegen das Stützenmoment gänzlich beseitigen, so müßte man mit dem Schließen der Fuge war-

ten, bis der Beton nicht mehr kriechfähig ist, praktisch also zu mindestens viele Monate. Hieran ändert sich grundsätzlich nichts, wenn zunächst nur ein Feld ausgerüstet, alsdann die Fuge über der Stütze geschlossen und erst später das zweite Feld ausgerüstet wird. Auch wenn der Beton der beiden Felder verschiedenes Alter hat, treten ganz ähnliche Erscheinungen auf.

Bei Fachwerkträgern in Stahlbeton werden die Zugglieder häufig erst nach dem Ausrüsten ummantelt. Handelt es sich um einen Dachbinder, dessen hauptsächliche Belastung das Eigengewicht ist, so wirkt also der größte Teil der Zugkraft in diesen Gliedern schon bevor sie einbetoniert werden und man vermeidet auf diese Weise Zugrisse. Außerdem wünscht man aber durch diese Maßnahme, soweit das Eigengewicht in Betracht kommt, die Biegemomente auszuschalten, die gerade in Stahlbetonfachwerken infolge der steifen Knoten und der verhältnismäßig großen Trägheitsmomente auftreten. Da die nicht ummantelten Zugstäbe keine Steifigkeit besitzen, entstehen tatsächlich kurz nach der Ummantlung noch keine Biegemomente in den Knoten. Da aber die Formänderungen ihren Fortgang nehmen, sind die später entstehenden Momente fast ebenso groß, wie wenn man die Ummantlung sofort vorgenommen hätte.

Für den Gebrauchszustand haben also die geschilderten Verfahren nicht oder nur in beschränktem Maße die Vorteile, die man ihnen zuschreibt, weil man dem Einfluß der Dauerverformung nicht genügend bedenkt. Man kann sich also von ihnen für die Rißsicherheit nur geringen Erfolg versprechen. Betoniert man dagegen von vornherein das Tragwerk in einem Zuge durch, so erfolgt keinerlei Spannungsumlagerung, sofern die durch Gl. (8) und (9) ausgedrückte lineare Beziehung zwischen Spannung und Dehnung wirklich zutrifft. Die im Schrifttum gelegentlich trotzdem behauptete Umlagerung kann daher nur eine Folge nicht-linearen Verhaltens sein.

Anders ist es im Bruchzustand. Die Überzähligen der statisch unbestimmten Systeme sind hier oft wesentlich anders als man sie nach der Elastostatik errechnet. Es sei z. B. der Balken des Bildes 9 so bemessen, daß nach eingetretener Spannungsumlagerung die Bewehrung über der Stütze stärker beansprucht ist als in den übrigen Querschnitten. Tritt nun eine Überlastung ein, so wird zuerst über der Stütze die Streckspannung erreicht. Unter noch größerer Belastung kann dann das Stützenmoment nicht mehr zunehmen und es bildet sich dort ein sog. Fließgelenk. Das Gleichgewicht verlangt, daß jetzt die Feldmomente rascher anwachsen als die Belastung, d. h. das Momentenbild ändert sich gemäß Bild 11. Schließlich wird auch die Feldbewehrung mit der Streckspannung beansprucht; erst in diesem Zustand ist eine weitere Laststeigerung nicht mehr möglich.



Bild 11.

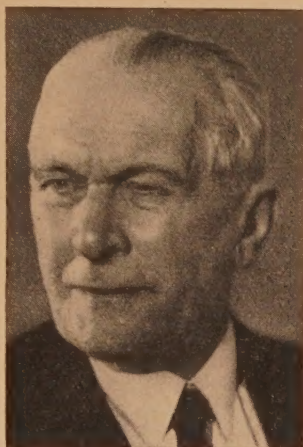
Spannungsausgleich bei Überlastung.

Im Bruchzustand tritt demnach auch hier eine weitere Spannungsumlagerung ein, deren Ergebnis von den vorangegangenen Spannungsumlagerungen unabhängig ist.

Vermischtes

Hofrat Prof. Dr.-Ing. Saliger, Wien, 80 Jahre alt.

Saliger, der am 1. Februar d. J. seinen 80. Geburtstag feierte, ist zu jenen Pionieren des Stahlbetonbaues, deren Tätigkeit in die nun schon fast sagenhafte Zeit zurückreicht, da die Ausführung von Ingenieurkonstruktionen mit diesem neuen Bauelement noch ein wirkliches Wagnis und einen Vorstoß in Neuland bedeutete. Er genoß in seiner Jugend eine vielseitige Ausbildung an der Technischen Hochschule in Wien und im Staatsdienst und wirkte dann als Lehrer an Baugewerbeschulen, als Assistent am Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem und zuletzt als Hochschullehrer in Prag und vor allem in Wien. Während seiner Hochschultätigkeit hat er sich aber nie einseitig dem Beruf zugewandt, sondern hat immer mitten im Baugeschehen, sei es als selbständiger Konstrukteur, als Berater oder als Sachverständiger, seine ungewöhnliche Auffassungskraft, sein draufgängiges Temperament, sein tiefes Wissen und seine verlässliche Art führten bald dazu, daß er zum Mittelpunkt der österreichischen Schule des Stahlbetons wurde. Es ist nicht zuletzt sein Verdienst, daß gerade der österreichische Beitrag zu der Entwicklung des Stahlbetonbaues auf der ganzen Welt hoch gewertet wird. Sein Name ist auch durch zahlreiche Veröffentlichungen bekannt geworden. Seine Hauptwerke „Der Eisenbetonbau in Berechnung und Gestaltung“ und die „Praktische Statik“ sind Standardwerke der technischen Literatur. Sein nimmermüder Geist hat uns aber auch in den letzten Jahren noch wesentliche Werke geschenkt, so z. B. das außerordentlich fruchtbare Buch „Die neue Theorie des Stahlbetons“ 1947 und „Fortschritte im Stahlbetonbau“ 1950. Diese Arbeiten zeigen, daß Saliger auch im hohen Alter nicht im Erben verharret, sondern vorausseilend immer noch Führer sein will und Führer sein kann.



Wir alle verehren in Hofrat Prof. Dr. Saliger einen Kollegen, den wir mit Recht stolz sind und wünschen ihm von Herzen einen schönen Lebensabend.
Rüsch.

Franz Dischinger †.

Am 9. Januar 1953 verschied in Berlin em. o. Professor Dr.-Ing. h. c. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. h. c. Dr.-Ing. Franz Dischinger im 73. Lebensjahr. Nach einer Mitte September glücklich verlaufenen Operation, welche ihm die erhoffte Heilung von einem langwierigen quälenden Leiden bringen sollte, verschlimmerte sich eine seit Monaten vorhandene Erkrankung der Lunge, die schließlich den Tod herbeiführte.

Franz Dischingers hervorragende Bedeutung für den modernen Stahlbetonbau und das Bauingenieurwesen überhaupt ist in den Zeitschriften^{1) 2) 3)} und der Tagespresse anlässlich seiner Emeritierung im Jahre 1951 und seines 65. Geburtstages am 8. Oktober 1922 gebührend gewürdigt worden. Die seiner Feder entstammenden reichen wissenschaftlichen Arbeiten, welche innerhalb eines Lebensraumes von mehr als 25 Jahren erschienen sind, und die unter seiner Leitung und Mitwirkung errichteten Bauwerke beeinflussen scheidend die Ablösung des Stahlbetonbaues von den altertümlichen Formen des Holz-, Stein- und Eisenbaues und gaben ihm eine dem Baustoff Beton gemäße Prägung.

Dischingers Persönlichkeit war gleich eindrucksvoll als Wissenschaftler und Ingenieur wie als Mensch. Auf der Höhe seines Lebens, in strotzender Gesundheit, war er ein Vorbild an Fleiß und unermüdlicher Arbeitskraft. In den letzten Jahren, als ihn das Magen- und Lungenleiden immer häufiger daran hinderte, den Gedanken eines ungebrochenen Geistes endgültige Gestalt zu geben, litt er ebenso unter der durch die Krankheit erzwungenen Untätigkeit wie er den physischen Unzulänglichkeiten.

Unspruchslos in seiner äußeren Erscheinung und in seinen Wünschen an das Leben hatte er nur zwei Leidenschaften: den Skilauf, welchem er von früher Jugend an bis ein Jahr vor seinem Ableben nachgab, und von dem er in der Zeit seiner Krankheit einen wesentlichen Beitrag zur Genesung erwartete, und den geliebten Tabak,

in dessen dichten Rauch gehüllt ihm die besten Gedanken kamen und dem er um keinen Preis entsagen wollte.

Franz Dischingers Lebensweg ist abgeschlossen, sein Lebenswerk, dem er den Schlußstein durch Herausgabe eines Buches über den Stahlbetonbau setzen wollte, zu dessen Abfassung er wie kein anderer berufen gewesen wäre, blieb unvollendet. Denjenigen, die Dischinger persönlich kannten, wird er als ein Mensch in Erinnerung bleiben, begabt mit einem sicheren Urteil gegenüber den Erscheinungsformen des Lebens, hilfsbereit und gütig gegenüber denjenigen, die er seiner Unterstützung wert hielt. Das Bauingenieurwesen wird durch das Wirken Franz Dischingers auch nach seinem Ableben auf lange Zeit hinaus befruchtet werden.
Koepecke.

Lutz Pistor †.

Am 27. Dezember 1952 verschied unerwartet Prof. Dr.-Ing. Lutz Pistor, Direktor der technischen Abteilung der Portland-Zementwerke Heidelberg Aktiengesellschaft, im Alter von 54 Jahren.

In München geboren, besuchte er dort die Schule, nahm als Offizier der Nachrichtentruppe am 1. Weltkrieg teil und studierte alsdann an der Technischen Hochschule in München, wo er im Jahre 1922 das Diplom-Examen mit Auszeichnung bestand. Nach einigen Jahren als Assistent am Lehrstuhl für Eisenbeton- und Massivbrückenbau promovierte er im Jahre 1925 zum Dr.-Ing.

In den folgenden Jahren arbeitete er in leitenden Stellungen bedeutender Bauunternehmungen und führte verantwortlich große Bauaufträge des Tief-, Brücken- und Stahlbetonbaues durch. In mehreren Brückenwettbewerben war er Preisträger. Auch an der Entwicklung des Betonstraßenbaues war er maßgeblich beteiligt.

Auf einstimmigen Vorschlag der Fakultät für Bauwesen wurde der Heimgegangene im Jahre 1934 als o. Prof. an die Technische Hochschule München berufen. Ihm wurde der Lehrstuhl für Massivbrückenbau übertragen. Im Jahre 1936 erhielt er die Leitung des Staatl. Materialprüfungsamtes. In den Jahren 1935/36 war er Dekan der Fakultät für Bauwesen, 1936 bis 1938 stellvertretender Rektor und 1938 bis 1945 Rektor der Technischen Hochschule München. Seine Hochschultätigkeit war durch seine energiegeladene Initiative beim Ausbau aller Institute und Forschungsstätten der Hochschule gekennzeichnet.

Neben seiner Hochschultätigkeit war er Mitglied des Reichsforschungsrates, Berater, Sachverständiger und Gutachter hoher Behörden, Gerichte und großer Firmen; die Entwicklung des Beton-schiffbaues beeinflusste er aufs stärkste durch seine richtungsweisenden Arbeiten.

In zahlreichen Ausschüssen stellte er der deutschen Bauwirtschaft seine umfassenden Erfahrungen und Kenntnisse zur Verfügung. Er gehörte folgenden Ausschüssen an: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen, Arbeitsgruppe Betonstraßen, Fachnormenausschuß Bauwesen, Ausschuss für einheitliche technische Baubestimmungen, Sachverständigenausschuß für die Prüfung und Zulassung neuer Bauweisen beim Württ.-Badischen Innenministerium, Vorsitzender des Werbeausschusses im Fachverband Zement, Ausschuss Sales Promotion beim Cembureau.

Viele wissenschaftliche Veröffentlichungen entstammten seiner Feder (Zementtaschenbuch). In Anerkennung seiner wissenschaftlichen Leistungen wurde er zum Mitglied der Bayerischen Akademie der Wissenschaften berufen. Das Bauwerk der Zementindustrie auf der Bauausstellung „Constructa“ 1951 in Hannover wurde unter seiner Mitwirkung errichtet.

Seit 1. Mai 1948 hat er die technische Abteilung der Portland-Zementwerke Heidelberg Aktiengesellschaft verantwortlich und hauptamtlich geleitet. Seine überragenden Kenntnisse und großen Erfahrungen in der Bauwirtschaft hat er diesem Unternehmen stets gern und unermüdlich zur Verfügung gestellt.

Mitten aus aufbauendem, tatenfrohem Schaffen riß ihn der Tod. Er bedeutete allen, die mit ihm arbeiteten, viel als Mitarbeiter, aber auch als Mensch. Durch sein Schaffen und Mühen um die Steigerung der volkswirtschaftlichen Leistungen auf dem Gebiete des Zements und Betons, durch seine stete und freudig geleistete Arbeit und sein kollegiales Verhalten hat er sich selbst in den Herzen aller, die ihn kannten, ein bleibendes Denkmal gesetzt.

Die Schriftleitung.

Josef Koder †.

Am 23. Dezember 1952 verstarb im 73. Lebensjahr Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. E. h. Josef Koder, Vorstandsmitglied der Grün & Bilfinger AG., Mannheim. Die großen Verdienste des bis zuletzt rastlos Schaffenden würdigte aus Anlaß seines 70. Geburtstages Professor Neuffer in diesen Spalten¹⁾. Sein Andenken werden wir immer in Ehren halten.
Die Schriftleitung.

Koepecke, F. Dischinger emeritiert. Bauing. 26 (1951), Heft 10, S. 319.
Schulz, Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. h. c. Dr.-Ing. Franz Dischinger 73 Jahre alt. Bautechn. 29 (1952), Heft 10, S. 293.
Pucher, Franz Dischinger 65 Jahre alt. B. u. St. 47 (1952), Heft 10, S. 250.

¹⁾ B. u. St. 45 (1950), Heft 3, S. 68; s. auch Bautechn. 27 (1950), Heft 3, S. 96.

Straßenbautagung

der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V. vom 23. bis 25. Oktober 1952 in Düsseldorf.

Sitzung der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“.

Der Obmann der Arbeitsgruppe „Betonstraßen“, Professor Dr. Ing. E. h. Graf, gab zunächst einen Überblick über die Aufgaben und Arbeiten der Arbeitsgruppe. Seit der letzten Sitzung haben vier neue Ausschüsse ihre Arbeit aufgenommen, und zwar die Ausschüsse:

- Vorgespannte Betonfahrbahndecken,
- Berechnung der Betonfahrbahndecken,
- Maschinen für den Bau von Betonfahrbahnen
- und Zemente für den Straßenbau.

Die Arbeiten der anderen Ausschüsse wurden verstärkt fortgesetzt und zum Teil zum Abschluß gebracht. Fertiggestellt wurden das „Merkblatt für den Bau von Betonfahrbahndecken“ und das „Merkblatt für die Unterhaltung von Betonfahrbahndecken“ sowie die „Richtlinien für die Abnahmebedingungen“.

Die Untersuchungsergebnisse über den Einbau verschiedener Zemente auf einigen Versuchsstrecken wurden inzwischen veröffentlicht. Professor Dr. Ing. Walz ergänzte seine früheren Berichte über „Streusalze und Luftporenbeton“ durch Bekanntgabe der letzten Untersuchungsergebnisse. Zur Feststellung der Geeignetheit verschiedener Oberflächenbehandlungen von alten Betondecken wurden unter Ausnutzung amerikanischer Erfahrungen Probestrecken sowohl mit einem Öl-Benzin-Gemisch als auch mit Teeröl behandelt. Es lassen sich noch keine einheitlichen Richtlinien hierüber aufstellen. Dagegen konnte erneut bestätigt werden, daß Luftporenbildende Zusatzmittel eine wertvolle Hilfe zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit des Betons bei der Anlage neuer Betondecken bieten. Laboratoriumsversuche wurden angestellt mit

- a) Beton mit 300 kg Zementgehalt/m³ Festbeton, mit einem LP-Mittel, Porengehalt 3,1%,
- b) Beton mit 370 kg Zementgehalt/m³ Festbeton, ohne LP-Mittel, Porengehalt 0,3%.

Nach sieben Monaten wurde ein Teil der Probekörper einem 200maligen Frostwechsel ausgesetzt. Die Druck- und Biegezugfestigkeiten waren bei Beton a) mit LP-Mitteln bei den Probekörpern, die diesem Frostwechsel ausgesetzt wurden, praktisch die gleichen wie bei den Probekörpern ohne Frostwechsel. Bei Beton b) ohne LP-Mittel verringerte sich die Druckfestigkeit nach dem Frostwechsel auf 60%, die Biegezugfestigkeit auf 31%. Es ergab sich auch ein starker Abfall der Elastizitätszahlen. Während der Beton b) viele Netzzrisse aufwies, zeigte der Beton a) keine Risse. Bezüglich der Salzbeständigkeit verhielten sich die Probekörper vom Beton a) ebenso günstig gegenüber dem Beton b). Auf den in den Jahren 1949, 1950 und 1951 gebauten Probestrecken soll durch Versuchsstreuungen mit Auftausalzen das Verhalten des Betons mit LP-Zusatzmitteln beobachtet werden. In der Aussprache wurde darauf hingewiesen, daß bei Neubauten von Betonfahrbahndecken allgemein LP-Stoffe anzuwenden wären, daß es jedoch notwendig sei, Luftmengenbestimmungen insbesondere bei wechselnden Temperaturen durchzuführen und daß möglichst bald Richtlinien für die praktische Anwendung von LP-Stoffen herausgebracht werden sollen.

Dr.-Ing. Weil berichtete über „Spannungsmessungen und Bewehrung von Betonfahrbahndecken“. Er beschrieb die Meßinstrumente, besonders solche für Versuche unter dynamischer Belastung und die Anwendung der Dehnungsmeßstreifen im Beton. Er berichtete ferner über den Einfluß von Wärmedehnungen und wies auf die Schwierigkeiten hin, die bei der Auswertung von Messungen am Beton auftreten. Interessant ist die Feststellung, daß bei den 400 m langen, stark bewehrten Versuchsplatten bei Viernheim die Wärmedehnungen Verschiebungen bis zu rund 150 m Abstand von den Plattenenden verursachten, während der mittlere Teil der langen Platten bewegungslos liegenbleibt.

Über „Betonstraßenbau in England“ referierte F. N. Sparkes, Road Research Laboratory, Harmondsworth. Sparkes behandelte drei uns besonders interessierende Gebiete: Die Wirkungstiefe von Straßenfertigmern mit Rüttelbalken verschiedener Frequenz, Amplitude und Fahrgeschwindigkeit, die Verfahren zur Feststellung der Ebenheit der Deckenoberfläche und die Herstellung von Spannbetondecken. In der Aussprache wurde darauf hingewiesen, daß das Gewicht der Rüttelbalken von erheblicher Bedeutung für die Wirkungstiefe sei, und daß die deutschen Straßenfertiger wahrscheinlich wegen des höheren Balkengewichts eine größere Wirkungstiefe hätten. In England liegen etwa sieben Versuchsabschnitte von Spannbetondecken mit je etwa 150 m Länge. Hinsichtlich des Anteils der Längs- und Querspannbewehrung bestehen in England andere Auffassungen als bei uns.

Herr van den Burgh, Rijkswaterstaat, 's Gravenhage, machte

interessante Ausführungen über den „Betonstraßenbau in Holland“. Von 3300 km Reichsstraßen haben 36% einen Klinkerbelag, 46% Schwarzdecken und 22% Betondecken. Normalerweise beträgt die Plattenlänge der Betondecken 25 m. Neuerdings werden zwischen zwei Raumfugen drei Scheinfugen im Abstand von je 6,25 m eingebaut. Gute Ergebnisse wurden mit Betonunterlagsplatten unter den Plattenende erzielt. Dicke 15 cm, Breite 1,20 m, verlangte Betonfestigkeit 80 kg/cm². Auf Dübel wurde in diesem Falle verzichtet. Die Unterlagsplatten sind mit einer Bitumen-Emulsion abgedeckt. Die Bauart mit einem Betonunterbau, der von der eigentlichen Betonfahrbahndecke getrennt ist, wird in Holland schon viel angewendet: Betonunterbau 15 cm, Kiesbeton mit 100 kg Zement/m³ eigentliche Betondecke 15 cm. Mit dem Aufbringen von dünnen Betonschichten zum Ausgleich abgesunkener Platten sind gute Erfahrungen gemacht worden. Die alte Betondecke wird vorher mit Salzsäure behandelt. Dem Ausgleichbeton wird eine Chlorcalciumlösung zugesetzt. Die dünnen Flickschichten haften bisher gut auf dem alten Beton.

Ein neuer Unterausschuß soll die Frage klären, welche Betonfestigkeit ein Betonunterbau unter Schwarzdecken oder auch unter Betondecken aufweisen muß. Da ein Betonunterbau möglichst fugenlos hergestellt werden muß, ist sein Zementgehalt möglichst gering zu halten.

Streit.

Zur Berechnung kranbelasteter Hallenbinder.

Bei dem in Bild 1 dargestellten Stahlbetonrahmen einer Fabrikationshalle von 22,00 m Spannweite und einem 20-t-Laufkran konnten fast 10% an Baustahl dadurch eingespart werden, daß bei der Berechnung für die Kranlasten das ganze Hallenbauwerk räum-

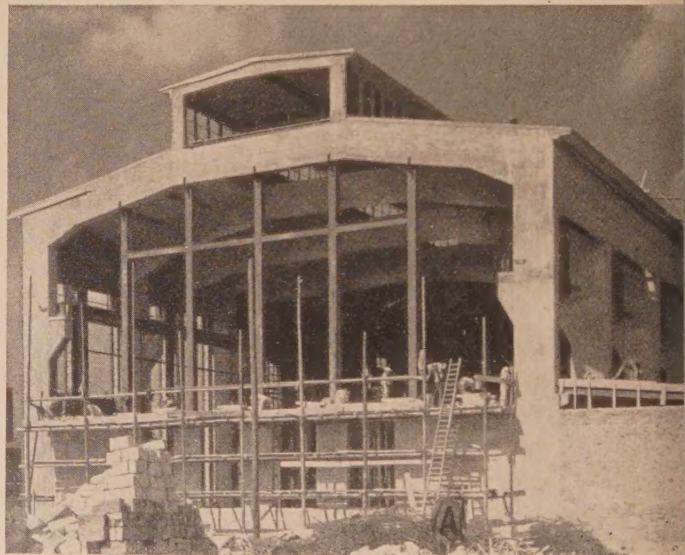


Bild 1. Stahlbetonrahmen einer Fabrikationshalle, berechnet unter Berücksichtigung der Entlastung.

lich betrachtet und die Annahme gemacht wurde, daß sämtlich miteinander verbundene Rahmen an den oberen Ecken infolge der steifen Dachdecke die gleiche Seitenverschiebung erfahren.

Während alle sonstigen Belastungen, wie Eigengewicht, Deckenlasten, Schnee- und Windlasten sich normalerweise gleichmäßig auf die einzelnen Rahmen verteilen, ergeben die Kranlasten, entsprechend der jeweiligen Stellung des Laufkrans unterschiedliche Belastungen. Die gesamte Kranlast Q verteilt sich bei ungünstigster Kranstellung mit

$P = Q \frac{b - r/2}{b}$ auf den zu untersuchenden, meistbelasteten Rahmen und

$P' = Q \frac{r}{4b}$ auf jeden der beiden Nachbarrahmen;

b = Binderabstand, r = Radabstand.

Der Lastanteil P verteilt sich seinerseits wieder auf die beiden Stiele des meistbelasteten Rahmens mit P_1 als größter und cP als zugehöriger kleinerer Konsollast; $c < 1,0$ (Bild 2). Die waagerechten Seitenkräfte betragen entsprechend

$$\pm \frac{1}{10} P_1 \text{ und } \pm \frac{1}{10} c P_1$$

und können nach beiden Richtungen, stets aber gleichgerichtet wirken.

Bei der üblichen Berechnung erfährt der untersuchte Einzel-

men durch die Kranlasten eine Eckverschiebung d_1 . Die durch Wirkung sämtlicher, miteinander verbundenen n Rahmen aufende Verschiebung beträgt nur d_n .

$$d_n = \frac{1}{n} \frac{Q}{P} d_1 = \frac{1}{n} \frac{b}{b-r/2} d_1.$$

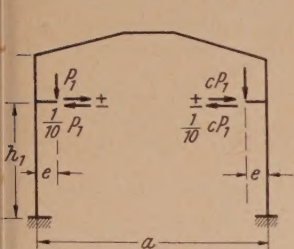


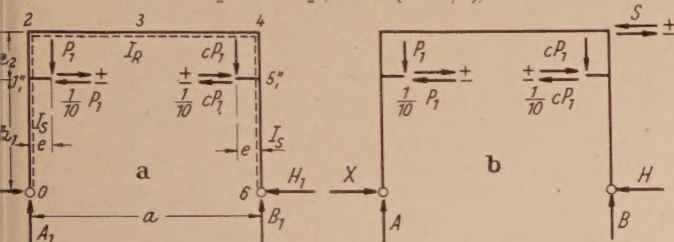
Bild 2. Normale Kranbelastung.



Bild 3. Kranbelastung mit Entlastung.

Unter einer an der Rahmenecke waagrecht angreifenden Last 1 steht die Verschiebung d_2 . Die nach Bild 3 in der Ecke des Einzelrahmens waagrecht anzusetzende, entlastende Kraft S beträgt dann

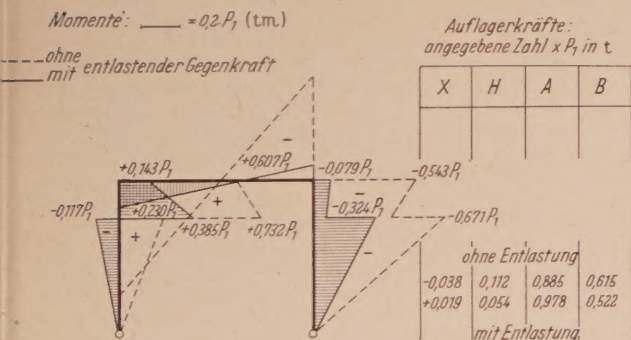
$$S = \frac{d_1 - d_n}{d_2} = \frac{d_1}{d_2} \left(1 - \frac{b}{n(b-r/2)} \right).$$



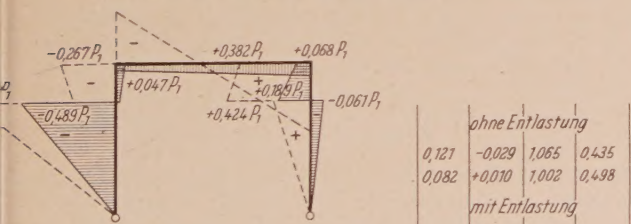
4. Zweigelenrahmen mit waagrechttem Riegel; a= ohne Entlastung, b= mit Entlastung.

für den Zweigelenrahmen mit waagrechttem Riegel und 4) ergibt sich allgemein

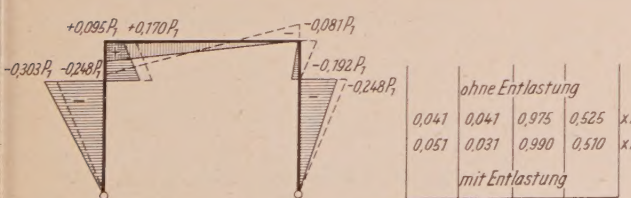
$$S = \left(1 - \frac{b}{n(b-r/2)} \right) \frac{A}{B} P_1$$



a) Momente und Auflagerkräfte für +Kranschub



b) Momente und Auflagerkräfte für -Kranschub



c) Momente und Auflagerkräfte ohne Kranschub

Bild 5. Momente und Auflagerkräfte für Zahlenbeispiel.

mit

$$A = 15 e (1 - c) (h_2^2 + 2 h_1 h_2 + \frac{1}{3} \frac{a}{i} h)$$

$$\pm (1 + c) (h_1^3 + 3 h_1^2 h_2 + 1,5 h_1 h_2^2 + \frac{1}{2} \frac{a}{i} h_1^2 + \frac{1}{2} \frac{a}{i} h_1 h_2);$$

$$B = 10 h^3 + 5 \frac{a}{i} h^2;$$

$$i = \frac{\text{Trägheitsmoment Riegel } (I_R)}{\text{Trägheitsmoment Stiel } (I_S)}$$

Auf Grund der Doppelvorzeichen $\pm$ sind die Gleichungen auszuwerten sowohl für positiven, als auch für negativen Kranschub und durch Wegfall der Glieder mit Doppelvorzeichen auch für den Fall der lotrechten Lasten ohne Seitenkräfte.

Zahlenbeispiel: $a = 10$; $h_1 = 6$; $h_2 = 2$; $e = 0,50$; $n = 5$;
 $c = 0,5$; $i = 1$.

Kranschub $\rightarrow$	Kranschub $\leftarrow$	ohne Kranschub
+ 0,15 P_1	- 0,15 P_1	0
Entlastende Kraft		
$S = + 0,116 P_1$	- 0,078 P_1	+ 0,019 P_1

Es wird mehr als die Hälfte des gesamten Kranschubs aufgehoben. In Bild 5 sind die Auflagerkräfte und Momente ohne und mit Entlastung aufgetragen. Die Ermäßigung der Schnittkräfte aus Kranlast beträgt für die lotrechten Auflagerreaktionen 5 bis 15%, für die waagrecht 40 bis 50% und für die Momente 50 bis 75%.

Die gleiche Untersuchung wurde auch für Zweigelenrahmen mit geknicktem Riegel und für eingespannte Rahmen mit waagrechttem Riegel durchgeführt.

Die allgemeinen Ausdrücke für den Zweigelenrahmen mit geknicktem Riegel lauten:

$$S = \frac{d_1}{d_2} \left[1 - \frac{b}{n \left(b - \frac{r}{2} \right)} \right], \text{ wobei } d_1 \text{ sich errechnet aus}$$

$$E J_s d_1 = P_1 (1 + c) \left\{ \frac{1}{8} e \frac{a}{\mu} \left(\eta - 2 \varepsilon \frac{\gamma}{\mu} \right) + \frac{1}{120} \frac{\gamma}{\mu} \left[30 e h_2 (h + h_1) \right. \right. \\ \left. \left. \mp \frac{h_1 s}{i} (3 h + 2 h_3) \pm \frac{1}{40} \frac{s h h_1}{i} \right] \right\} \\ + P_1 (1 - c) \left\{ \frac{1}{4} e \frac{s h}{i} \pm \frac{1}{240} h_1 \frac{\beta}{\mu} \left(\eta - 2 \varepsilon \frac{\gamma}{\mu} \right) \right. \\ \left. - \frac{1}{120} \frac{\gamma}{\mu} \left[10 \frac{e s}{i} (3 h + 2 h_3) \mp 2 h^3 \pm h_2^2 (2 h + h_1) \right] \right\} \\ + \frac{1}{120} P_1 \frac{s}{i} \left[\frac{\gamma}{\mu} (10 e \xi \pm h_1 \varrho) - h (10 e \varkappa \pm h_1 w) \right] \\ - P_1 \left[c e h_2 \left(h_1 + \frac{1}{2} h_2 \right) \mp \frac{1}{60} c h_1 (2 h^2 + h_2^2 + 2 h_1 h_2) \right]$$

und d_2 sich errechnet aus

$$E J_s d_2 = \frac{1}{3} h^3 \left[1 - \frac{\gamma}{\mu} + \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{\mu} \right)^2 \right] + \frac{s h}{24 i} \left[15 h - 23 h \frac{\gamma}{\mu} \right. \\ \left. + 12 h \left(\frac{\gamma}{\mu} \right)^2 - 10 h_3 \frac{\gamma}{\mu} + 11 h_3 \left(\frac{\gamma}{\mu} \right)^2 \right] + \frac{s}{8 i} h_3^2 \left(\frac{\gamma}{\mu} \right)^2;$$

mit

$$\alpha = 2 + \frac{h_3}{h} + \frac{i h}{s} \left(1 - \frac{h_1^2}{h^2} \right);$$

$$\beta = 6 + 3 \frac{h_3}{h} + 3 \frac{i h}{s} - \frac{i h_1^2}{s h};$$

$$\varepsilon = h^2 + \frac{s}{i} \left(3 h_3 + 3 h + \frac{h_3^2}{h} \right);$$

$$\gamma = 3 + \frac{i h}{s} + 1,5 \frac{h_3}{h};$$

$$\xi = h_3 (5 + c) + 3 h (3 + c);$$

$$\eta = 2 h^2 + \frac{3 s}{i} (2 h + h_3);$$

$$\varrho = h_3 (5 - c) + 3 h (3 - c);$$

$$\varkappa = 7 + 5 c; \quad \omega = 7 - 5 c;$$

$$\mu = 3 + 3 \frac{h_3}{h} + \frac{h_3^2}{h^2} + \frac{i h}{s}.$$

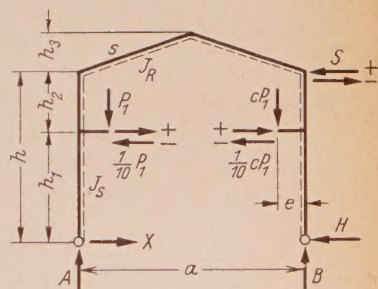


Bild 6. Zweigelenrahmen mit geknicktem Riegel.

Eingespannter Rahmen mit waagrechttem Riegel:

$$S = \frac{d_1}{d_2} \left[1 - \frac{b}{n \left(b - \frac{r}{2} \right)} \right]; \text{ wobei } d_1 \text{ sich errechnet aus}$$

$$E J_s d_1 = P_1 \frac{1 - c}{80} \left[20 e h^2 - 20 e h_2^2 \mp 3 \frac{h h_1^2}{\varrho} (i - 1) \left(h_1 + \frac{\varepsilon h}{\mu} \right) \right. \\ \left. \mp P_1 \frac{1 + c}{120} h_1 (2 h_1 h_2 + 3 h_2^2 - 3 h^2 \gamma) \right. \\ \left. \pm P_1 \frac{h_1}{120} [a h_2^2 (1 - 2 c) + 3 a c h h_1 - i h_1 h^2 (5 - c)] \right]$$

und d_2 sich errechnet aus

$$E J_s d_2 = \frac{1}{12} h^3 \left(3 \eta^2 - \eta \xi - 9 \frac{ih}{Q} \eta + 6 \frac{ih}{Q} \xi + 9 \frac{a ih}{Q^2} \right)$$

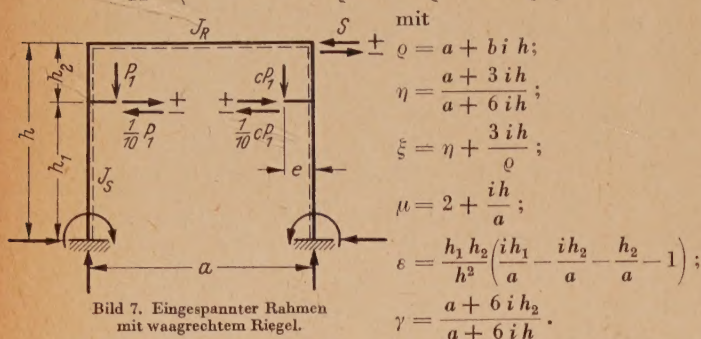


Bild 7. Eingespannter Rahmen mit waagrechttem Riegel.

Es zeigte sich, daß die Ermäßigungen der Schnittkräfte aus Kranlast bei den eingespannten Rahmen geringer sind als bei den gelenkig gelagerten Rahmen, was auch zu erwarten war, und zwar nur etwa halb so groß.

Selbst wenn die Kranlasten nur einen Teil der Gesamtbelastung ausmachen, so machen sich diese Ermäßigungen doch bei den Endwerten der Schnittkräfte, die der Bemessung zugrunde liegen, durchaus bemerkbar. Für die Rahmen erweist sich vor allem als günstig, daß die Eckmomente verringert werden; in besonderem Maße bei den Zweigelenrahmen. Allgemein gültige Zahlen für die erzielbaren Stahleinsparungen lassen sich nicht angeben, da jeder Fall praktisch anders liegt, doch lohnt sich der Mehraufwand an Rechenarbeit immer, sobald schwere Kranbelastungen vorliegen.

Deutsch.

Hochschulnachrichten

Technische Universität Berlin-Charlottenburg.

Dem Baudirektor der Emschergenossenschaft und Geschäftsführer des Lippeverbandes, Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn, verlieh die Technische Universität Berlin-Charlottenburg wegen seiner Leistungen auf dem Gebiet der Abwassertechnik die Würde eines Ehrendoktors. Damit wurde ein Fachmann geehrt, der sich hervorragende Verdienste um die Wasserwirtschaft des rheinisch-westfälischen Industriegebiets erworben hat.

Die Technische Hochschule Dresden feiert im Mai dieses Jahres ihr 125jähriges Bestehen und bittet alle Freunde und ehemaligen Schüler um Mitteilung ihrer Anschrift an den Ausschuß zur Vorbereitung der 125-Jahr-Feier, damit ihnen zu gegebener Zeit eine Einladung zugehen kann.

100-Jahr-Feier der Staatsbauschule Nienburg/W.

Die Absolventen der Schule, die an der Jubiläumsfeier am 1. August 1953 teilnehmen wollen, werden gebeten, sich an die Staatsbauschule Nienburg/W. zu wenden.

75 Jahre Staatstechnikum Karlsruhe.

Zur Vorbereitung der Feier des 75jährigen Bestehens im Oktober 1953 werden alle Absolventen gebeten, durch Postkarte an Staatstechnikum, Karlsruhe, Moltkestraße 9, anzugeben: Name, Geburtstag, Studienzeit, Anschrift, Stellung mit Vermerk Jubiläum 1953

Bücherschau

„Hütte“, Taschenbuch für Betriebsingenieure (Betriebshütte), 4., neu bearbeitete u. erweiterte Aufl., 2. Teil. XVI, 482 S. mit 1150 Bildern u. 172 Taf. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 33,50.

Der zweite Teil der neuen „Betriebshütte“ liegt nunmehr vor und umfaßt fünf der sich auf die drei Teile des Gesamtwerkes verteilenden dreizehn Abschnitte. Der erste Abschnitt dieses Teiles behandelt das Fertigungswesen und hier in einzelnen Kapiteln das Anreißen, die Spanner für Werkstücke und Werkzeuge, die Maße und das Messen, die Oberflächenkunde, die Passungen, die Gewinde, das Messen von Stirnrädern und andere Prüfungen des Fertigungswesens. Besonders zu begrüßen ist die Behandlung der statistischen Fertigungskontrolle in einem besonderen Kapitel, die in ihren modernen Arbeitsweisen dem Betriebsingenieur ein wertvolles Hilfsmittel zur Aufdeckung von Fehlern, Steigerung der Güte usw. in die Hand gibt. Der nächste Abschnitt bringt die Elemente und Ausrüstung der Werkzeugmaschinen, während der folgende die Werkzeugmaschinen und Geräte für spanloses Formen behandelt; hier seien nur als Beispiele erwähnt, Kapitel über Maschinen der

Gießerei, Maschinen für bildsames Formen und Blechbearbeitung. Der folgende Abschnitt ist ausführlich den spangebenden Werkzeugmaschinen gewidmet, während der letzte dieses Teiles der Werkzeugmaschinen für das Bearbeiten von Nichtmetallen behandelt.

Auch bei dem vorliegenden, zweiten Teil erleichtern übersichtliche Tafeln und klare Abbildungen dem Leser das Verständnis des Stoffes und die jedem Kapitel angefügten Schriftumshinweise geben dem Benutzer die Möglichkeit, sich bei Bedarf über gewisse Gebiete eingehender zu unterrichten.

Nach Vorliegen des ersten und zweiten Teiles steht nunmehr der letzte Teil dieses für den Betriebsingenieur unentbehrlichen Handbuchs vor dem Erscheinen. Auch der jetzt erschienene zweite Teil bedarf keiner besonderen Empfehlung.

Prof. Dr.-Ing. Hans Bühler, d.

Gehler, Willy, u. Palen, Christian: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen mit Beispielen. 6. Aufl. XVI, 312 S. mit 111 Bildern. Berlin 1952, Wilh. Ernst & Sohn. Geh. DM 18,—, Leinen DM 21,—.

In DIN 1045 — Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken in Stahlbeton — sind die einzelnen Angaben über die rechnerische Behandlung und konstruktive Gestaltung von Stahlbetonbauteilen entsprechend dem Charakter eines Normblattes, eindeutig, aber möglichst knapp gehalten worden. Dadurch war es meist nicht möglich, auf die statischen, betontechnologischen und konstruktiven Bedingungen, die diesen Bestimmungen zugrunde liegen, ausführlich einzugehen. Einige dieser Bestimmungen, denen in der Praxis gelegentlich eine unzutreffende statische Deutung zuteil wurde, sind sogar rein praktischer Natur, so z. B. die Bestimmung über die Spannungserhöhung in den Stegen von Plattenbalken und Rippendecken im Bereich der negativen Momente u. a. m.

In seinen „Erläuterungen“, die nunmehr in ihrer 6. Auflage vorliegen und in denen die bei der Aufstellung der Fassung 1945 von DIN 1045 erzielten Fortschritte auf wissenschaftlichem und praktischem Gebiet berücksichtigt wurden, hat sich Altmeister Gehler der Aufgabe unterzogen, die Zusammenhänge aufzuzeigen, die den vorher erwähnten Bestimmungen zugrunde liegen. Darüber hinaus werden aber auch die wichtigsten Probleme des Stahlbetonbaues ausführlich behandelt, z. B. die Zusammenhänge zwischen Betongüte und Reißsicherheit bei der Verwendung hochfester Betongüte, der Einfluß der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe auf das Wasserzementverhältnis und der Verdichtungsarbeit auf die angestrebte Betongüte u. a. m. Eingehend wird auch die Theorie der kreuzweise bewehrten Platten, der Pilzdecken und des Knickens von Stahlbetonsäulen erörtert, wobei bei den letzteren auch die Ergebnisse der vom Verfasser im Auftrag des DAfSt. durchgeführten Dresdener Knickversuche aus den Jahren 1940 bis 1942 berücksichtigt wurden, die in Kürze ausführlich in der Schriftenreihe des DAfSt. veröffentlicht werden sollen. Auch in allen übrigen Abschnitten hat der Verfasser die Ergebnisse der umfangreichen Versuchsarbeiten des DAfSt. berücksichtigt, an deren Durchführung er selbst maßgebend beteiligt war. Schließlich sei auch auf die ausführliche Behandlung des Schwindens und Kriechens verwiesen, wobei wegen der ebenso häufigen Überschätzung als auch Unterschätzung der Bedeutung des Kriechens auch noch ein Hinweis erwünscht wäre, daß bei Stahlbeton-Bauteilen durch das Kriechen zwar die Verformungen stets zunehmen, daß aber im Gegensatz zur Plastifizierung im Stahlbau eine Umlagerung und Vergrößerung der Schnittkräfte auf Dauerlasten nur dann eintritt, wenn die Verformungen einen wesentlichen Einfluß auf die Größe der Schnittkraft haben, d. h. wenn diese auf die verformte Achse des Bauteiles bezogen werden müssen wie z. B. bei schlanken Gewölben u., ä.; dagegen werden die Schnittkräfte aus zeitlosen Eingriffen und Eigenspannungszuständen durch das Kriechen stets abgemindert, was sich bei unerwünschten Spannungszuständen (Stützensenkungen, Schwinden) günstig, bei planmäßig angestrebten Spannungszuständen (Vorspannung) aber ungünstig auswirkt.

Das Buch kann dem Studierenden und dem in der Praxis stehenden Stahlbeton-Konstrukteur und -Statiker, ebenso aber auch dem Bauleiter und nicht zuletzt dem Bauaufsichtsbeamten wärmstens empfohlen werden.

Wedler, St.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Verzeichnis der Prüfingenieure für Baustatik mit amtlichen Bestimmungen für die statische Prüfung genehmigungspflichtiger Bauvorhaben. 45 S. Düsseldorf-Lohausen 1952. Werner-Verlag G. m. b. H. Geh. 4,20 DM.

Frank, Karl: Asbest, 2., umgearbeitete und erweiterte Aufl. 234 S. mit 113 Bildern und 49 Taf. Hamburg 1952, Becker & Haug. Geh. 20,— DM.